



UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
Cuna de héroes, crisol de pensadores

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO.**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL.

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CASA HABITACIÓN
CON BASE AL REGLAMENTO DE CHIAPAS.**

TRABAJO RECEPTACIONAL EN LA MODALIDAD DE:
TESINA.

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
ING. CIVIL.

PRESENTA:

P. I. C. ANDERSI RAIDER ROBLERO ROBLERO.

ASESORA:

DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE.

MORELIA, MICHOACÁN DE OCAMPO.

Marzo 2020.



AGRADECIMIENTOS.

A Dios:

Por permitirme concluir esta etapa brindándome la vida, salud y sabiduría para poder sobrellevar los momentos buenos y malos a los cuales nos vemos sometidos en la vida como estudiantes.

A mis padres:

Dinar Roblero Pérez y Sandra Roblero Rodas, por haberme inculcado el valor de ser persona y la importancia de estudiar una licenciatura, por siempre estar conmigo en todo momento y hasta en épocas difíciles, por apoyarme incondicionalmente en todo lo necesario para poder sobrellevar mis estudios y así poder salir adelante, por los consejos hermosos que me brindaron y me siguen brindando en todo momento.

A mis hermanitos:

Dinar Darian Roblero Roblero y Diansy Yaxeni Roblero Roblero por siempre sacarme una sonrisa y creer en mí, por decirme “no te rindas nunca pase lo que pase”.

A mis familiares y amigos:

Por apoyarme en momentos difíciles.

A todos los profesores que gustosamente me proporcionaron de sus conocimientos y experiencias llenas de sabiduría con el afán de formarnos como mejores ingenieros.

En especial a la **Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete** por su apoyo y asesoría en la elaboración de este proyecto.

RESUMEN.

Al igual que otros estados de la República Mexicana, se observa en Chiapas una problemática importante en el tema de la seguridad estructural de casas habitación, esto es causa de una falta de reglamentación sobre la exigencia de la presencia de un cálculo estructural adecuado para dar los permisos de construcción, así como la falta del control de calidad en las obras, es decir que realmente exista por parte de los municipios la bitácora de las construcciones autorizadas, la cual debe ser revisada y aprobada de acuerdo con los planos presentados y aprobados para la construcción. Desde hace tiempo se ha observado la misma problemática en el municipio de Siltepec Chiapas, México, de donde hemos podido observar que la construcción de casas habitación se realiza sin contar con una memoria de cálculo estructural adecuada para tal fin, por lo tanto, las estructuras resultan pertenecer a dos escenarios: i) en el mejor de los escenarios sobre reforzadas, esto se refleja en un incremento importante del presupuesto y aunque pudiésemos pensar que se tienen estructuras más resistentes y por lo tanto seguras, realmente el resultado puede no ser el esperado; ii) en el peor de los escenarios se tienen estructuras sub reforzadas, es decir, que no se tienen los cuidados adecuados para la estructuración y dimensionamiento de los elementos estructurales, ni tampoco para su procedimiento, lo cual da una casa con una resistencia menor que lo necesario e insegura. El problema final, es que una mala concepción estructural de una casa habitación, por pequeña que sea, puede generar un sin número de fallas irreparables en la estructura, que, si bien no ocasionan el colapso, representan costos muy altos de rehabilitación que hacen imposible salvar la estructura, o estos pueden ser muy importantes que pueden llegar a ser la causa de pérdidas humanas en el caso de que se presente su colapso.

Por lo tanto, el objetivo del presente trabajo de tesina es presentar los pasos y criterios a seguir en el proceso de análisis y diseño estructural de una casa habitación tradicional, para que el ingeniero de la práctica o un estudiante de ingeniería civil, vean que los procesos son sencillos y se pueden sistematizar una vez que se tengan claros los conceptos fundamentales del cálculo estructural. Para alcanzar el objetivo se elige como caso de estudio a una casa habitación localizada en el Estado de Chiapas, México, por lo tanto, se implementan las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México y el Reglamento de Construcción vigentes del Estado de Chiapas, México.

palabras clave:

proyecto, estructura, planos estructurales, reglamento, cdmx

ABSTRACT.

Like other states of the Mexican Republic, an important problem is observed in Chiapas in the matter of the structural safety of the typical housing, that is caused by a lack of regulation on the requirement of the presence of an adequate structural calculation document for the construction permits, as well as the lack of quality control in the works, that is to say, that there is actually a lack of the authorized constructions by the municipalities, which must be reviewed and approved in accordance with the construction plans established and approved for the building. The same problem has been seen for a long time in the municipality of Siltepec, Chiapas, Mexico, from where we have noticed that the housing construction is carried out without having a structural calculation documented suitable for this purpose, therefore, the structures built possible belong to two conditions: i) in the best scenario, the structure is upper reinforced, this is reflected in a significant budget increase, but although we might think that these structures are more resistant and therefore safe structures, the real result may not be as expected; ii) in the worst scenario, the structures result sub reinforced that is to say, that there is no specific care for the structuring system, dimensioning of the structural elements, nor for their construction procedure, which gives a house with a lower resistance than the necessary and an insecure structure. The final problem is that a poor structural conception of a house construction, in spite of the small that it could be, generates a considerable number of irreparable failures in the structure, which although they do not represent cause of collapse, represent very high rehabilitation costs that in many cases make it impossible to safe the structure, or these can be very important that can become the cause of human losses in the vent of their collapse.

Therefore, the objective of this work is to present the steps and criteria to follow in the processes of analysis and structural design of a traditional house, for the practical engineer or a civil engineering student, in order to realize that the processes are simple and can be systematized once the fundamental concepts of structural analysis and design are clear understood. To achieve the objective, the work presents a case of study that corresponds to a typical house located on the State of Chiapas, Mexico, therefore, the Complementary Technical Standards of Mexico City and the current Construction Regulations of Chiapas, Mexico, are implemented.

CONTENIDO:

OBJETIVOS.....	8
Generales.....	8
Específicos.....	8
INTRODUCCIÓN.....	9
Conceptos Básicos del Diseño Estructural.....	9
Acciones en la Estructura.....	13
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO.....	15
• Macro localización.....	16
• Micro localización.....	16
• Descripción de la zona.....	16
• Elección de materiales de construcción con respecto a la zona en cuestión.....	17
Consideraciones generales para los materiales a utilizaren este proyecto.....	17
• Planos arquitectónicos:.....	17
PROPUESTA DE ESTRUCTURACIÓN DE LA CASA HABITACIÓN.....	20
ANÁLISIS DE CARGAS.....	23
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS.....	29
• Diseño estructural de losa de azotea (tablero más desfavorable).....	36
• Diseño estructural de losa de entrepiso (tablero más desfavorable):.....	46
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES.....	54
Descarga del peso de la losa a trabes y muros (Wcm).....	54
Obtención de elementos mecánicos máximos en trabes.....	57
Diseño estructural de trabes.....	62
Detallado de refuerzo longitudinal en trabes.....	74
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS.....	84
Cálculo del refuerzo transversal.....	93
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA.....	99
Descarga de trabes a muros.....	99
Cálculo del factor de esbeltez (Fe).....	101
Asignación de factores Fe, fijos.....	103
Diseño de castillos y dalas.....	104

Cálculo de la resistencia a compresión en los muros (PR)	114
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.....	120
DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESCALERA.....	133
PLANOS ESTRUCTURALES.....	135
CONCLUSIONES.....	140
REFERENCIAS.....	141
APENDICE A.....	142
APENDICE B.....	142
APENDICE C.....	142
APENDICE D.....	143

OBJETIVOS.

Generales.

- Desarrollar los procesos de análisis y diseño estructural de una casa habitación tomando como base la normativa vigente: Normas Técnicas Complementarias (NTC-CDMX-2017) y el reglamento del Estado de Chiapas.
- Lograr un diseño estructural óptimo que satisfaga los estados límite de resistencia y de servicio.
- Elaborar los planos estructurales de una casa habitación, en donde se presenten claramente los requisitos estructurales y de calidad de los materiales que deben cumplirse cabalmente durante el proceso constructivo de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias (NTC-CDMX-2017) y el reglamento del Estado de Chiapas.

Específicos.

- Implementar diferentes softwares que se utilizan en la práctica profesional (SAP2000, CSICOL2017, AutoCAD, hojas de cálculo en Excel) para realizar los procesos de análisis estructural y diseño estructural.
- Calcular y Diseñar los elementos estructurales (trabes de entrepiso, trabes de azotea, losa de entrepiso, losa de azotea, muros de mampostería y zapatas) de acuerdo a lo establecido en las Especificaciones de Diseño de las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (2017) y la reglamentación del Estado de Chiapas, particularmente las de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Estructuras de Mampostería y las de Diseño por Sismo.

INTRODUCCIÓN.

La estructura, es un conjunto de elementos destinados a colaborar entre sí para cumplir diversos propósitos, como son: mantener la forma geométrica de un objeto, resistir fuerzas producidas por efectos naturales, gravitacionales y cualquier efecto inducido por el tipo de uso de una obra civil. La falla de cualquiera de los elementos que la componen induce diferentes estados de daño a la estructura, los cuales van desde un daño ligero hasta su colapso, cualquiera que sea el tipo de daño a que puede estar expuesta una estructura representará pérdidas económicas y hasta puede llegar a causar pérdidas de vidas humanas. Debido a la importancia que tiene el proceso de diseño estructural en la elaboración de un proyecto, es de interés en esta tesina abordar conceptos de estructuración, de análisis y diseño estructural de los elementos principales que la conforman (vigas, losas, columnas, muros y zapatas), de acuerdo a lo establecido en códigos de diseño, que para la estructura elegida como caso de estudios se aplican las Normas Técnicas Complementarias vigentes de la ciudad de México (NTC-2017-CDMX) y apoyada en la reglamentación vigente del Estado de Chiapas.

Conceptos Básicos del Diseño Estructural.

- ❖ El diseño de una edificación es el trabajo conjunto de especialistas de diversas ramas, tales como:
 - Arquitectos.
 - Ingenieros Estructuristas.
 - Ingenieros Geotecnistas.
 - Ingenieros Analistas de Costos.
 - Ingenieros Constructores.

❖ **Planteamiento Estructural.**

La función principal que se busca alcanzar en el proyecto de cualquier estructura es que ésta transmita adecuadamente las cargas a que se puede ver sujeta a lo largo de su vida útil hasta el suelo de soporte u otros elementos estructurales que le brindan soporte.

❖ **Criterio Estructural General.**

➤ Cualquier estructura deberá satisfacer los siguientes criterios:

- Estética.
- Económica.
- Facilidad de Mantenimiento.
- Durabilidad.

❖ **Seguridad y Utilidad**

➤ Cualquier estructura deberá cumplir con los requisitos que aseguren que sea segura y útil, así como tenga una vida útil lo suficientemente grande de acuerdo a su tipo.

❖ **Seguridad (Estado Límite de Falla)**

- Colapso
- Prevención del Colapso.

❖ **Utilidad (Estado Límite de Servicio)**

➤ Mantener un nivel adecuado de funcionalidad en la estructura, donde sean mínimos, si no es que nulos, el agrietamiento que se pueda presentar en losas y muros, así como vibraciones excesivas en los sistemas de pisos.

❖ **Proceso del Diseño Estructural**

1. Estructuración: elegir materiales, elementos estructurales y su posición.

2. Análisis: determinar la respuesta de la estructura ante las diversas acciones presentes en la misma.
3. Dimensionamiento: obtener las dimensiones de los diferentes elementos estructurales que componen a una obra civil, que se basan en los siguientes pasos,
 - i) Modelación.
 - ii) Determinación de acciones de diseño.
 - iii) Obtención de Elementos Mecánicos

❖ **Criterios de Diseño Estructural.**

Cualquier estructura deberá tener una respuesta aceptable garantizando un adecuado funcionamiento de estabilidad y seguridad en:

- Agrietamientos.
- Flechas.
- Desplazamientos Horizontales.
- Vibraciones.
- Hundimientos.

❖ **Estado Límite de Servicio.**

Se relaciona con situaciones que afectan el correcto funcionamiento de la estructura y que no ponen en peligro la estabilidad de la estructura.

❖ **Estado Límite de Falla.**

Asociado con la seguridad y corresponde a situaciones de falla parcial o total de la estructura.

El uso de estados límites, conduce a utilizar el criterio de Diseño por Resistencia Última. También conocido como Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD, Load and Resistance Factor Design). $F.R. (Rn) \geq F.C. (P)$; donde:

- F.R., Factor de reducción de Resistencia.
 - 0.9, para fallas dúctiles.
 - 0.8 o 0.6, para fallas frágiles.
- F.C., Factor de Carga.
 - 1.1 a 1.5, estado límite de falla (NTC-2017, y el Reglamento del Estado de Chiapas).
 - 1.0, estado límite de servicio (NTC-2017, y el Reglamento del Estado de Chiapas).

❖ Reglamentos de Diseño Estructural

El cumplimiento de los estados límites de diseño para una estructura está regido por reglamentos particulares para cada zona de construcción.

Los reglamentos de diseño más comunes en México son:

- NTC-2017, Normas Técnicas Complementarias de la Cd. de México.
- Manual de Construcción en Acero IMCA.
- ACI318-14, Diseño de Estructuras de Concreto.
- AISC (2016), Manual de Construcción en Acero LRFD.
- Manual de Obras Civiles (MDOC) de la Comisión Federal de Electricidad.
- Particularmente y para fines de este proyecto se utilizará la reglamentación vigente en el Estado de Chiapas.

Acciones en la Estructura.

Las acciones en las estructuras por lo general son fenómenos físicos complejos, las cuales se modelan como sistemas de fuerzas concentradas, lineales y/o distribuidas uniformemente.

❖ **Clasificación de las Acciones.**

Las normas Técnicas NTC-2017 y la reglamentación del Estado de Chiapas, clasifican las acciones en las estructuras en tres tipos:

- *Acciones Permanentes. (cargas muertas, CM).*
- *Acciones Variables. (Cargas vivas: CV, CVa).*
- *Acciones Accidentales (sismo y viento).*
 - *Acciones Permanentes (CM).*

Están presentes en la estructura en forma continua y su intensidad se considera que no varía con respecto al tiempo, dentro de las cuales se encuentran:

- Peso propio de elementos estructurales (Carga Muerta).
 - Empujes estáticos de tierra o líquidos.
 - Hundimientos diferenciales permanentes.
- *Acciones Variables (CV).*

Obran sobre una estructura con una intensidad variable con respecto al tiempo, estos pueden ser los siguientes:

- Peso de personas.
- Peso de mobiliario y equipo.
- Cambios de temperatura.

También se les conoce como cargas vivas y toman valores comunes de cargas vivas establecidos en el reglamento de construcción del Estado de Chiapas.

➤ *Acciones Accidentales.*

No son originadas por el funcionamiento normal de la estructura y toman un valor considerable en un periodo breve de tiempo, como son:

- Sismos.
- Impactos.
- Viento.

❖ **Combinación de Acciones para Estado Límite de Falla.**

De acuerdo a los reglamentos se deben combinar las acciones en la estructura de la siguiente forma para poder determinar las cargas últimas de diseño:

➤ **Estructuras del Grupo B:**

1.4 Carga Muerta + 1.5 Carga Viva (Máximo Valor).

➤ **Estructuras del Grupo A:**

1.5 Carga Muerta + 1.7 Carga Viva (Máximo Valor).

En zonas con peligro sísmico o zonas expuestas a fuertes vientos como en zonas costeras se deberán revisar las combinaciones de carga siguientes:

➤ **Estructuras del Grupo A y B, respectivamente:**

1.1 Carga Muerta + 1.1 Carga Viva (Valor Reducido) + 1.1 Sismo o Viento.

0.9 Carga Muerta + 1.1 Sismo o Viento.

❖ Combinación de Acciones para Estado Límite de Servicio.

➤ Revisión de Deflexiones Instantáneas:

Carga Muerta + Carga Viva (Máximo Valor).

➤ Revisión de Deflexiones Diferidas:

Carga Muerta + Carga Viva (Valor Medio).

- Esta combinación se deberá multiplicar por: *1.0, Estructuras del Grupo A y B.*

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO.

El proyecto que se analizará consta de las siguientes características:

- Terreno de 10.00 m X 20.00 m; la superficie construcción es 135 m², 9.00 m de frente y 15.00 m de profundidad, cabe mencionar que estas medidas varían en la planta alta por su forma particular del proyecto arquitectónico.
- Dos plantas.
- Tres dormitorios con closets.
- Dos y medio baños.
- Cocina americana en forma de “u”.
- Comedor, sala de estar y lavadero totalmente independiente con acceso al jardín.
- Patio trasero con espacio apropiado para piscina.
- Sala de estudios.

Las Figuras 1 y 2 muestran la ubicación del proyecto.

- Macro localización.

Estado de Chiapas, México.



Figura 1.- Ubicación del estado de Chiapas en el mapa de México.

- Micro localización.

Ubicado en el Municipio de Siltepec Chiapas, México.

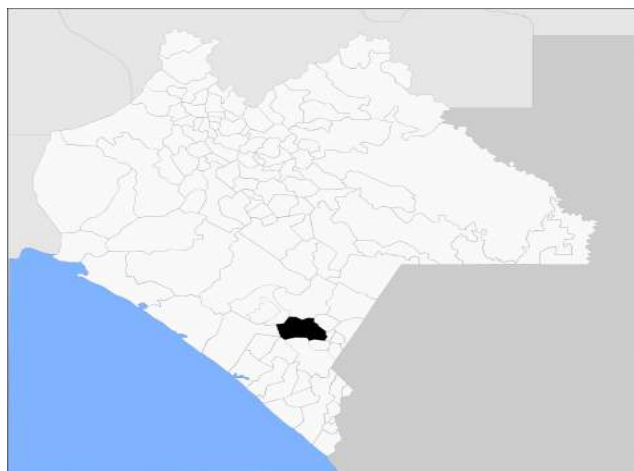


Figura 2.- Ubicación del municipio Siltepec en el mapa del Estado de Chiapas.

- Descripción de la zona.

Se encuentra en la Sierra Madre de Chiapas, por lo que su relieve está conformado por zonas accidentadas. Sus coordenadas geográficas son 15° 33" N y 92° 20" W.

Limita al norte con Chicomuselo, al sur con El Porvenir, Motozintla, Escuintla, al este con Bella Vista y la Grandeza y al oeste con Ángel Albino Corzo y Mapastepec.

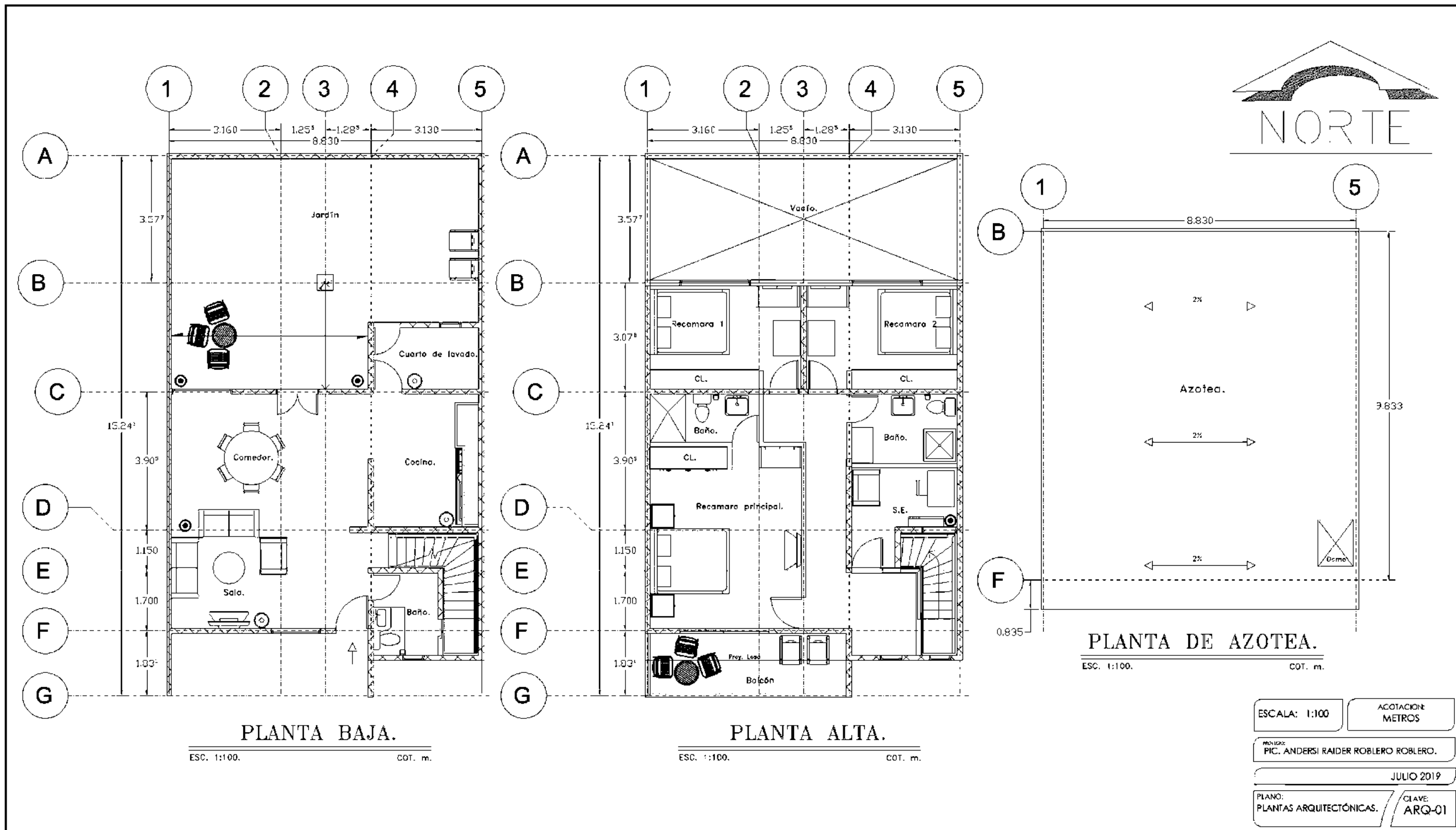
- Elección de materiales de construcción con respecto a la zona en cuestión.

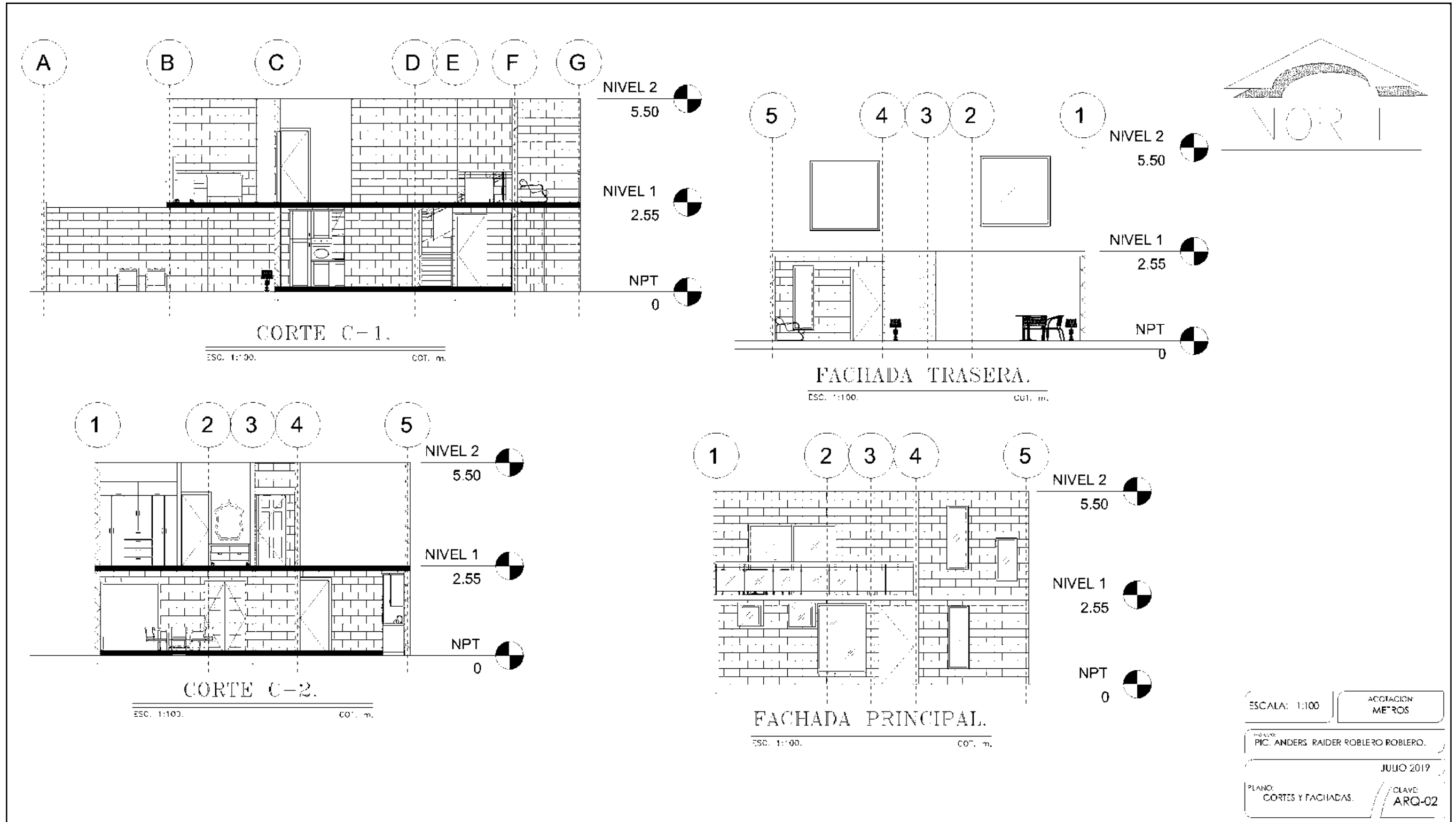
De acuerdo a la zona en cuestión, los materiales más comunes para muros de mampostería son el block de concreto, para hacer la mezcla de agregados pétreos se usa arena roja, grava triturada y cemento. Para aplanados y acabados finales se puede utilizar yeso o mortero con cemento arena.

Consideraciones generales para los materiales a utilizar en este proyecto.

De acuerdo a las NTC-2017-CDMX. Correspondientes al apartado Estructuras de Concreto en la sección 2.1 (concreto):

- Se considerará como estructura tipo B.
- Concreto clase I, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 t/m^3 . Por los que se tomará como 2.4 t/m^3 .
- Resistencia $f'c$, igual o mayor a 250 kg/cm^2 para traveses, columnas y losas.
- Resistencia $f'c$, igual o mayor a 150 kg/cm^2 para castillos.
- Módulo de elasticidad:
 - Para concreto clase I, $E = 11\,000 \sqrt{f'c}$
- El tamaño máximo de agregado grueso a utilizar debe ser:
 - $\frac{3}{4}$ " Para todos los elementos estructurales.
- Acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y para estribos en castillos alambra con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.
- Planos arquitectónicos:





PROPUESTA DE ESTRUCTURACIÓN DE LA CASA HABITACIÓN.

Para la disposición y separación de castillos se emplea el siguiente procedimiento:

$$Sep \text{ Máx} = < 4m; 1.5H. \quad H = \text{Altura de entrepiso. } (1.5 * 2.7 = 4.05); \quad Rige \text{ sep} = 4m$$

Refuerzo en el perímetro de aberturas si dimensión:

$$\leq 60cm \text{ para tipo I; } 40cm \text{ para tipo II.}$$

En la Figura 3 se presenta el plano de estructuración, mientras que la Figura 4 corresponde al resumen del análisis de áreas tributarias.

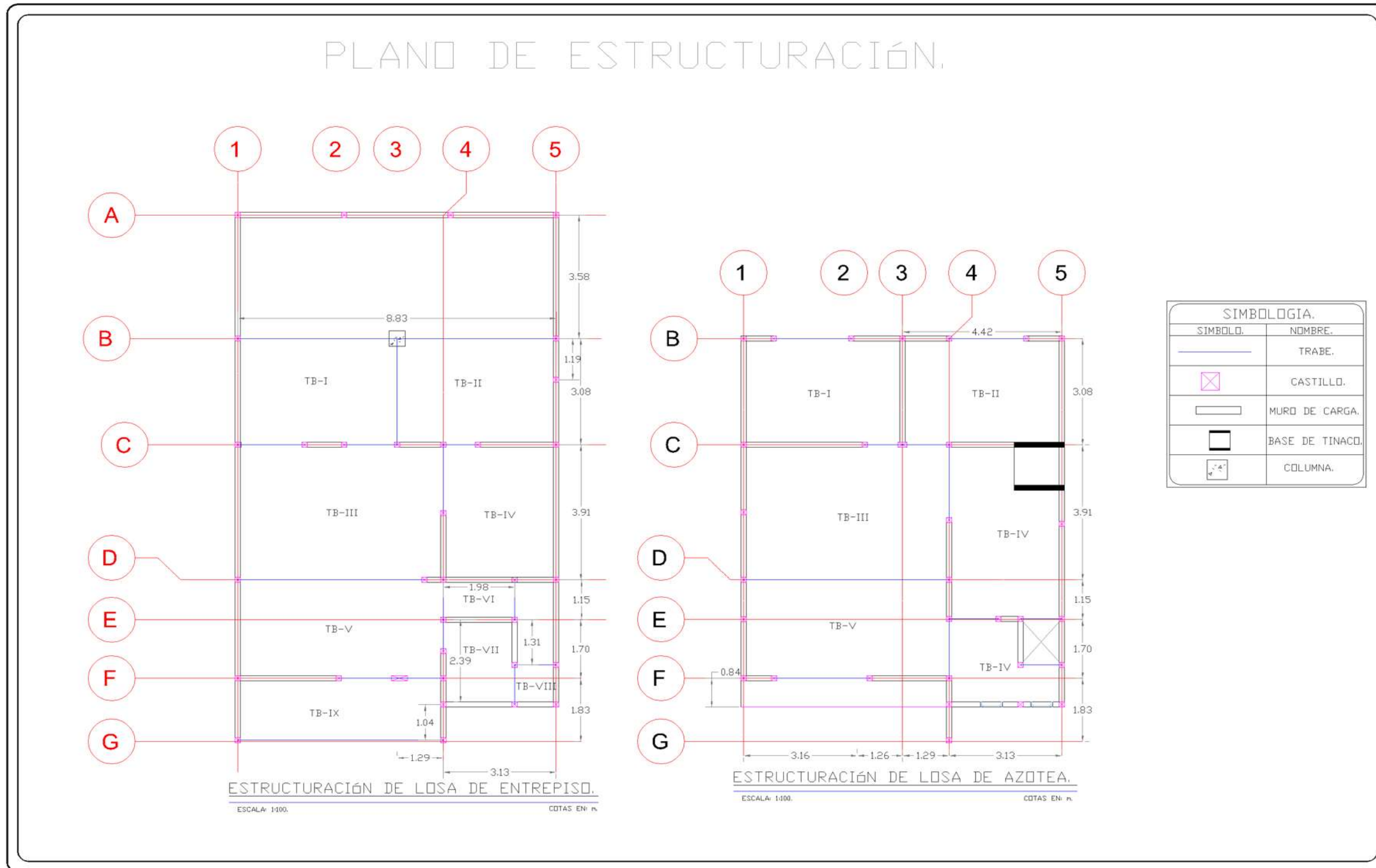


Figura 3.- Plano de estructuración.

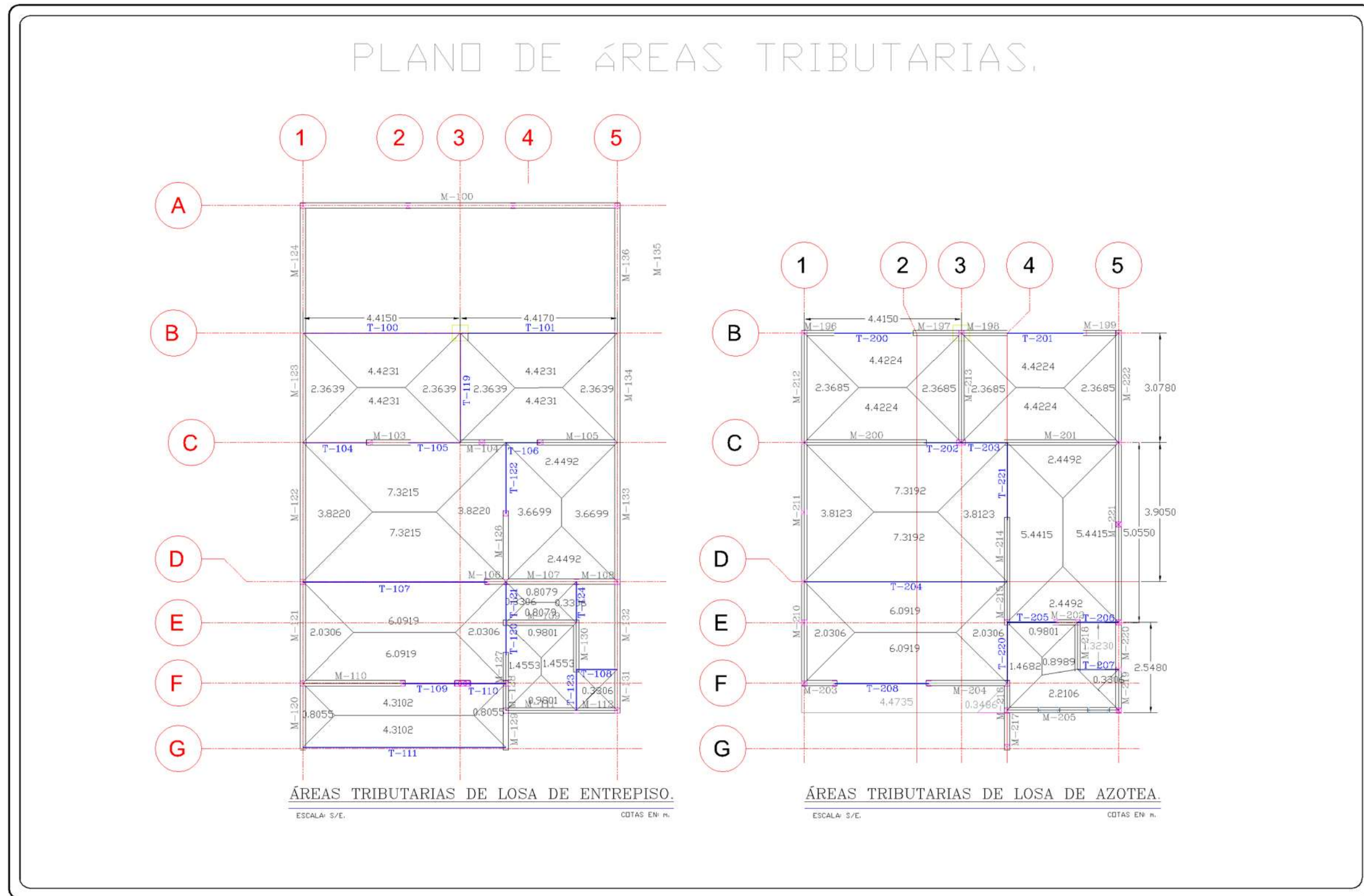


Figura 4.- Plano de áreas tributarias.

ANÁLISIS DE CARGAS.

La Tabla 1 reporta el análisis de cargas desglosado.

Tabla 1. Análisis de pesos de muros.

Muro Exterior:			
Material	Espesor (m)	peso vol. (t/m³)	Carga (t/m²)
Mortero	0.02	2.1	0.042
Bloque de concreto	0.12	2.1	0.252
Yeso	0.02	1.1	0.022
Suma (t/m²) =			0.316
Muro Interior:			
Material	Espesor (m)	peso vol. (t/m³)	Carga (t/m²)
Yeso	0.02	1.1	0.022
Bloque de concreto	0.12	2.1	0.252
Yeso	0.02	1.1	0.022
Suma (t/m²) =			0.296
Muro Colindancia:			
Material	Espesor (m)	peso vol. (t/m³)	Carga (t/m²)
Bloque de concreto	0.12	2.1	0.252
Yeso	0.02	1.1	0.022
Suma (t/m²) =			0.274
Muro Baños:			
Material	Espesor (m)	Peso vol. (t/m³)	Carga (t/m²)
Azulejo + 50% Pg.	-	-	0.225
Mortero	0.02	2.1	0.042
Bloque de concreto	0.12	2.1	0.252
Mortero	0.02	2.1	0.042
Suma (t/m²) =			0.561
PESO PROMEDIO:		(t/m²)	0.362

Para el análisis del espesor del relleno de la losa de azotea a considerar en los cálculos se procede de la siguiente manera:

- En nuestro caso la pendiente será a dos aguas con un valor propio del 2%, en la Figura 5 y Tabla 2 se ejemplifica la determinación del espesor promedio:

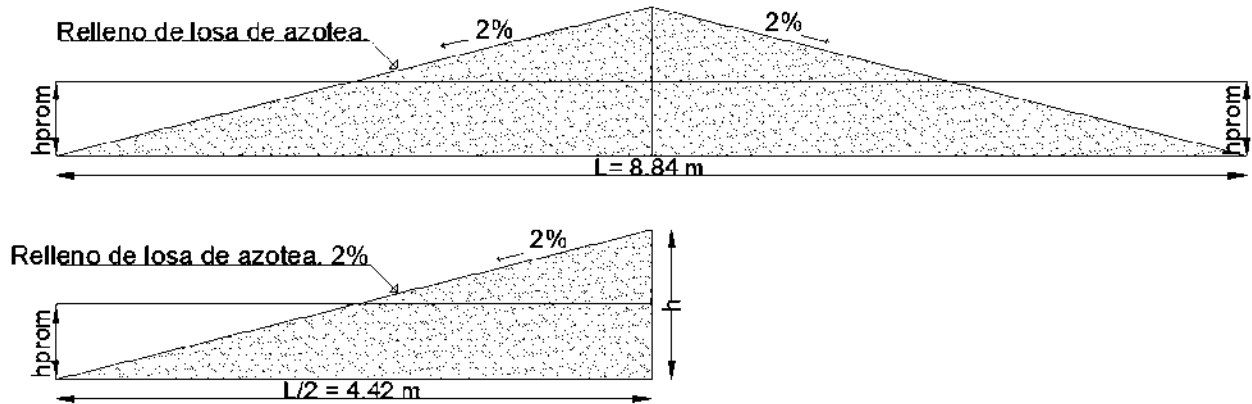


Figura 5.- Detalle del relleno en losa de azotea.

Tomando en cuenta que las dimensiones están definidas centro a centro, aumentaremos los dos bordes que quedan libres, que son 15 cm, por lo tanto, la longitud real entre dos equivale a: 4.495 m, con base en esto se hace el cálculo de las cargas a considerar, los resultados se resumen en las Tablas 2 y 3.

$$\text{Espesor de relleno} = h_{prom} = \frac{\left[\frac{L (\text{Pendiente})}{100} \right]}{2} \text{ ----- (E - 001).}$$

$$h_{prom} = \frac{4.495 \left(\frac{2}{100} \right)}{2} = 0.04495 \text{ m}$$

Tabla 2. Análisis de peso de losa maciza de azotea.

Análisis de peso de losa maciza, Azotea:			
Material	Espesor (m)	peso vol. (t/m³)	Carga (t/m²)
Mortero (CEM-AR)	0.03	2.1	0.063
Relleno tep. o tez.	0.0449	1.7	0.06375
Losa concreto ref.	0.12	2.4	0.288
Yeso	0.02	1.1	0.022
Suma (t/m²) =			0.437
Carga adicional NTC-2017 (Losas coladas in situ)			0.040
W_{losa} (t/m²) =			0.489

Tabla 3. Análisis de peso de losa maciza en entrepiso.

Análisis de peso de losa maciza, Entrepiso:			
Material	Espesor (m)	peso vol. (t/m³)	Carga (t/m²)
Piso	0	0	0.05
Losa concreto ref.	0.12	2.4	0.288
Yeso	0.02	1.1	0.022
Suma (t/m²) =			0.360
Carga adicional NTC-2017 (Losas coladas in situ)			0.040
W_{losa} (t/m²) =			0.400

➤ Análisis de peso de escalera.

La Figura 6 presenta la geometría de la escalera, con base en estas dimensiones se determina su peso y el análisis de cargas se resume en la Tabla 4.

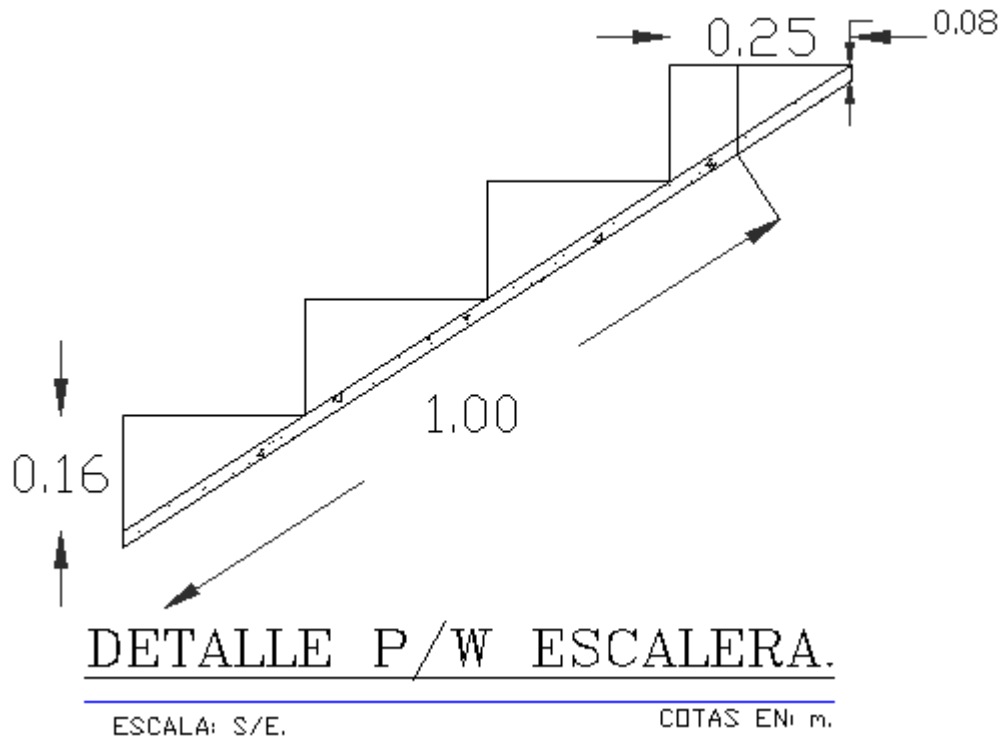


Figura 6.- Detalle de escalera.

para longitud de un escalón: $x = \sqrt{\text{Huella}^2 + \text{Peralte}^2}$ ----- (E - 002).

para longitud de un escalón: $x = \sqrt{0.25^2 + 0.16^2} = 0.297 \text{ m}$

de escalones por metro = $\frac{1}{x}$ ----- (E - 003).

de escalones por metro = $\frac{1 \text{ m}}{0.297 \text{ m}} = 3.37 = 3.5 \text{ esc.}$

Área de un escalón: $A = \frac{\text{Huella}(\text{Peralte})}{2}$ ----- (E - 004).

Área de un escalón: $A = \frac{0.25(0.16)}{2} = 0.02 \text{ m}^2$

Área conc. por metro de escalera = $\text{esc} * A$ ----- (E - 005).

Área conc. por metro de escalera = $3.5 * 0.02 = 0.07 \text{ m}^2$

Área de losa para rampa = espesor * l ----- (E - 006).

Área de losa para rampa = $0.08 * 1 = 0.08 \text{ m}^2$

Obtención del volumen de concreto tomando en cuenta que el ancho de la escalera es de 1m.

Vol conc = $\sum \text{Área conc.} * 1$ ----- (E - 007).

Vol conc = $0.07 + 0.08 = 0.15 \text{ m}^3$

Tabla 4. Análisis de peso de escalera.

Análisis de peso de escalera:				
Material	Espesor (m)	Volumen (m³)	Peso vol. (t/m³)	Carga (t/m²)
Concreto	-	0.15	2.4	0.36
Piso	-	-	-	0.05
Yeso	0.02	-	1.1	0.022
Suma (t/m²) =				0.432
	Espesor (m)	Volumen (m³)	Peso vol. (t/m³)	Carga (t/m²)
Descanso	0.1	0.1025	2.4	0.246

➤ Análisis del peso de tinaco.

La Figura 7 y la Tabla 5 presentan la localización de los tinacos y su análisis de cargas.

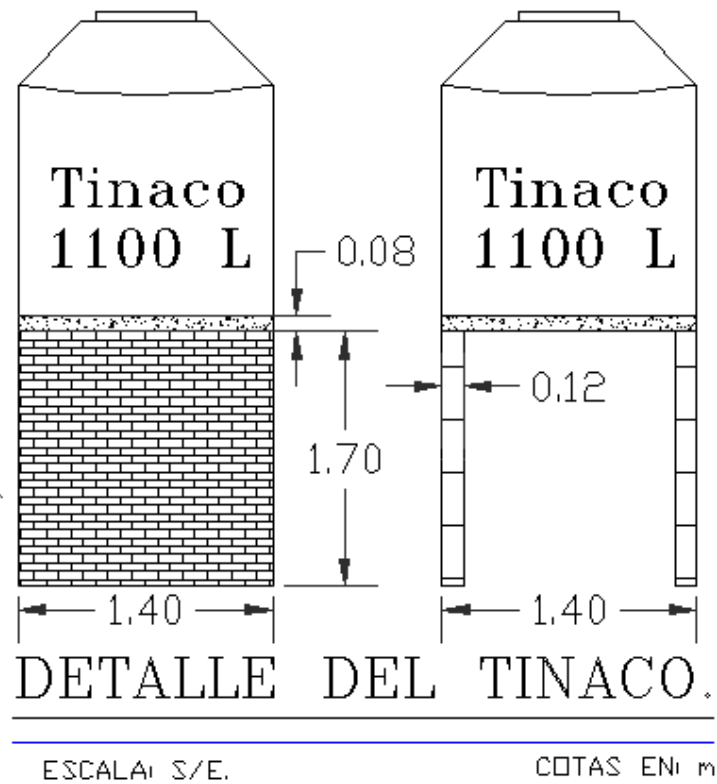


Figura 7.- Detalle de tinaco.

Tabla 5. Análisis de peso de tinaco y sus complementos.

ELEMENTO	DIMENCIONES	PESO VOL.	PZAS	CARGA Ton.	CARGA TOT. Ton.
AGUA TINACO	-	1	1	1.1	1.1
PESO PR. TINACO	-	-	1	0.06	0.06
BASE DE CONC.	0.1568	2.4	1	0.37632	0.37632
MURO MAMPOSTERÍA.	2.38	0.362	2	0.860965	1.72193
				Suma =	3.25825

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS.

- ❖ Las losas tienen la función de cubierta y su comportamiento es a flexión en dos direcciones. Estas pueden estar simplemente apoyadas, mediante apoyos continuos o en voladizo. Las losas tienen una relación, ancho/peralte mucho mayor que el valor que corresponde a las vigas. De acuerdo con las condiciones de apoyo predefinidas en el proyecto, la losa puede trabajar en un solo sentido o en dos sentidos. En el caso del proyecto desarrollado como tesina, se tienen modeladas losas trabajando en dos direcciones. El análisis estructural de las losas se fundamenta en el método de coeficientes que se presenta en el apartado 3.3 de la norma NTC-2017-CDMX. Para el desarrollo del análisis estructural se procede de la siguiente forma:
- ❖ Elección del tablero más desfavorable para diseño, de acuerdo a los siguientes parámetros:
 - Mayor perímetro.
 - Mayor carga de servicio.
 - Análisis de perímetro para todos los tableros según el apartado 7.5.1:

Formula:

$$Pe = \sum a_i \lambda \text{-----} (E - 008).$$

Donde:

Pe = Perímetro

a_i = lado de la losa

λ = 1.00 si es borde continuo.

1.25 si es monolítico.

1.50 si es no monolítico.

Analizando cada uno de los tableros se obtienen los perímetros de cada uno de ellos, los resultados se resumen en las Tabla 6 y 7, respectivamente para las losas de entrepiso y azotea, mientras que la definición de tableros se presenta en la Figura 3. Con base en estos resultados se determina el tablero crítico para estimar el peralte de la losa

Tabla 6. Cálculo del perímetro en tableros de losa de azotea.

CÁLCULO DEL PERÍMETRO Pe. (LOSA DE AZOTEA)						
Tablero	Tipo	Eje	Longitud	Tipo	Factor λ	Total
TB-I	De esquina	B	4.42	Monolítico	1.25	5.53
		C	4.42	Continuo	1.00	4.42
		1	3.08	Monolítico	1.25	3.85
		3	3.08	Continuo	1.00	3.08
					Pe =	16.88
TB-II	De esquina	B	4.42	Monolítico	1.25	5.53
		C	4.42	Continuo	1.00	4.42
		3	3.08	Monolítico	1.25	3.85
		5	3.08	Continuo	1.00	3.08
					Pe =	16.88
TB-III	De borde (un lado corto discontinuo)	C	5.70	Continuo	1.00	5.70
		D	5.70	Continuo	1.00	5.70
		1	3.91	Monolítico	1.25	4.89
		3	3.91	Continuo	1.00	3.91
					Pe =	20.20

Tabla 6 (cont....). - Cálculo del perímetro en tableros de losa de azotea.

TB-IV (baño)	D e borde (un lado largo discontinuo)	C	3.13	Continuo	1.00	3.13
		E	3.13	Continuo	1.00	3.13
		4	5.06	Monolítico	1.25	6.33
		5	5.06	Continuo	1.00	5.06
					Pe =	17.65
TB-V	De borde (un lado corto discontinuo)	D	5.70	Continuo	1.00	5.70
		F	5.70	Continuo	1.00	5.70
		1	2.85	Monolítico	1.25	3.56
		4	2.85	Continuo	1.00	2.85
					Pe =	17.81
TB-VI	De esquina	E	1.98	Continuo	1.00	1.98
		F-G	3.13	Monolítico	1.25	3.91
		4	2.47	Continuo	1.00	2.47
		5	1.15	Monolítico	1.25	1.44
		4-5.	1.15	Monolítico	1.25	1.44
		E-F	1.32	Monolítico	1.15	1.52
					Pe =	12.76
					m	cm
Tablero más desfavorable:		TB-III	Pe =	20.20	2019.75	

Tabla 7. Cálculo del perímetro en tableros de losa d entrepiso.

CÁLCULO DEL PERIMETRO Pe. (LOSA DE ENTREPISO)						
Tablero	Tipo	Eje	Longitud	Tipo	Factor λ	Total
TB-I	De esquina	B	4.42	Monolítico	1.25	5.52
		1	3.07	Monolítico	1.25	3.84
		C	4.42	Continuo	1.00	4.42
		3	3.07	Continuo	1.00	3.07
					Pe =	16.85

Tabla 7 (cont.). - Cálculo del perímetro en tableros de losa de entrepiso.

TB-II	De esquina	3	3.08	Continuo	1.00	3.08
		5	3.08	Monolítico	1.25	3.85
		B	4.42	Monolítico	1.25	5.53
		C	4.42	Continuo	1.00	4.42
					Pe =	16.88
TB-III	De borde (un lado corto discontinuo)	1	3.91	Monolítico	1.25	4.89
		4	5.70	Continuo	1.00	5.70
		C	5.70	Continuo	1.00	5.70
		D	3.91	Continuo	1.00	3.91
					Pe =	20.20
TB-IV	De borde (un lado largo discontinuo)	C	3.13	Continuo	1.00	3.13
		D	3.13	Continuo	1.00	3.13
		4	3.91	Continuo	1.00	3.91
		5	3.91	Monolítico	1.25	4.89
					Pe =	15.06
TB-V	De borde (un lado corto discontinuo)	D	5.70	Continuo	1.00	5.70
		F	5.70	Continuo	1.00	5.70
		1	2.85	Monolítico	1.25	3.56
		4	2.85	Continuo	1.00	2.85
					Pe =	17.81
TB-VI	De borde (un lado corto discontinuo)	D	1.98	Continuo	1.00	1.98
		E	1.98	Continuo	1.00	1.98
		4	1.15	Continuo	1.00	1.15
		4-5.	1.15	Monolítico	1.25	1.44
					Pe =	6.55

Tabla 7 (cont.). - Cálculo del perímetro en tableros de losa de entrepiso.

TB-VII	De borde (un lado corto discontinuo)	E	1.98	Continuo	1.00	1.98
		F-G	1.98	Monolítico	1.25	2.48
		4	2.46	Continuo	1.00	2.46
		4.-5.	1.15	Continuo	1.00	1.15
		4.-5.	1.31	Monolítico	1.25	1.64
					Pe =	9.70
TB-VIII	Extremo	5	1.15	Monolítico	1.25	1.44
		F-G	1.15	Monolítico	1.25	1.44
		5.-5	1.15	Monolítico	1.25	1.44
		4.-5.	1.15	Continuo	1.00	1.15
					Pe =	5.46
TB-IX	Extremo	1	1.83	Monolítico	1.25	2.29
		4	0.79	Continuo	1.00	0.79
		4'	1.04	Monolítico	1.25	1.30
		F	5.70	Continuo	1.25	7.13
		G	5.70	Monolítico	1.00	5.70
					Pe =	17.20
Tablero más desfavorable:		TB-III	Pe =	20.20	2019.75	

- Requisitos previos al diseño estructural.

De acuerdo con la sección 7.5.1 de las NTC-2017:

$$d_{\min} = \frac{Pe}{\gamma} \text{ sí y sólo si; } fs \leq 2520 \frac{kg}{cm^2}; Wserv \leq 380 \frac{kg}{m^2} \text{ ----- (E - 009).}$$

$$d_{\min} = \frac{Pe}{\gamma} [0.032 \sqrt[4]{fs Wserv}] \text{ ----- (E - 010).}$$

Pe = perímetro del tablero más desfavorable.

$\gamma = 250$ para concreto tipo I.

$$f_s = 0.6 F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}.$$

$$W_{serv} = W_{cm} + W_{cv} + W_{eq \text{ muro. (kg/m}^2\text{)}} \text{----- (E - 011)}.$$

El análisis de los pesos de muros que descargan directamente sobre las losas (W_{muro}), se debe considerar mediante un factor que incremente la carga de diseño, ya que su efecto será inducir una flecha mayor por el efecto de la descarga directa sobre la losa, el cálculo del factor para amplificar la carga se define en el apartado 3.3.4 de las NTC-2017-CDMX. Este se calcula de la siguiente manera:

$$W_{eq \text{ muro}} = \frac{\Sigma W_{muro} X1 + \Sigma W_{muro} X2}{\text{area del tablero}} \text{----- (E - 012)}.$$

En donde $X1$ y $X2$ pueden tomar cualquiera de los valores que se transcriben de la NTC-2017-CDMX en la Tabla 8:

Tabla 8. Factores para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes.

Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes			
Relación de lados $m = a1/a2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto: ($X1$)	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo: ($X2$)	1.8	1.7	1.6

Analizando la losa de entrepiso, que es donde se tienen muros de planta alta que descargan directamente sobre la losa, se obtiene:

Dimensiones del tablero más desfavorable: $a1 = 3.91\text{m}$; $a2 = 5.7\text{m}$.

$$\text{Relacion de lados} = m = \frac{a1}{a2} \text{-----}(E - 013).$$

$$m = \frac{3.91}{5.7} = 0.686$$

Como la relación de lados (m) queda entre los límites 0.5 y 0.8 se interpola linealmente para obtener los factores correspondientes.

$$X1 = 1.424. \quad X2 = 1.738.$$

Pesos de muros:

- Lado corto = 1.62 t/ml
- Lado largo = 1.31 T/ml.

Aplicando la fórmula (E – 013).

$$W_{eq \text{ muro}} = \frac{\Sigma W_{muro} X1 + \Sigma W_{muro} X2}{\text{area del tablero}} = \frac{1.62(1.424) + 1.31(1.783)}{3.91 * 5.7} = 0.2083 \frac{t}{m^2}$$

De acuerdo con la sección 7.5.1 de las NTC-2017, puede omitirse el cálculo de las deflexiones en la losa sí y sólo si:

$$d \geq d_{min}$$

La Figura 8 muestra esquemáticamente los elementos básicos a considerar para el análisis estructural de una losa.

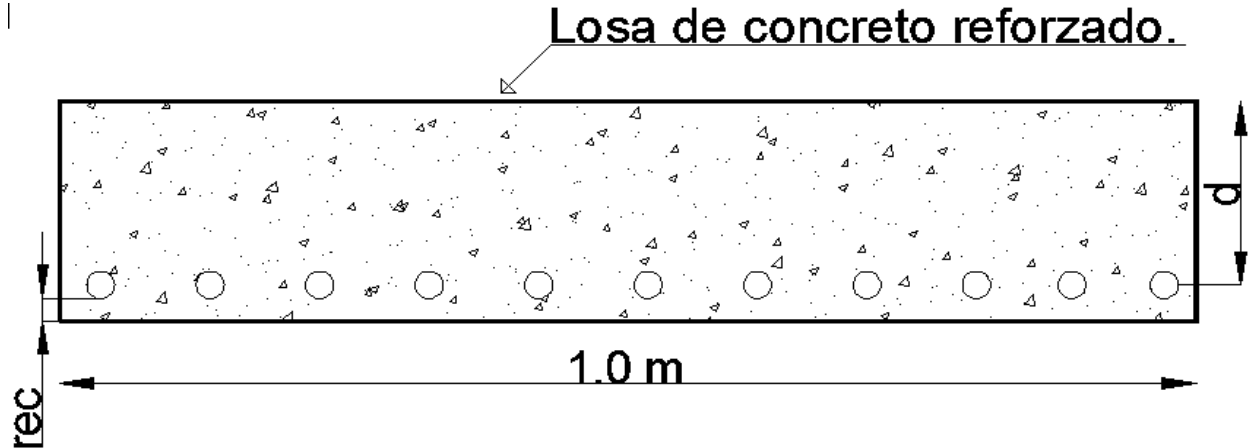


Figura 8.- Esquema de elementos básicos de una losa maciza.

Las NTC-2017-CDMX especifican que el recubrimiento libre (rec) tendrá un valor mínimo de 1.5cm, y la franja de análisis en ambos sentidos (“x” y “y”) será considerada con un ancho unitario de 1m.

- Diseño estructural de losa de azotea (tablero más desfavorable).

Parámetros de diseño:

$$W_u = 1.4 \text{ CM} + 1.5 \text{ CV.}$$

$$F'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F''_c = 0.85 F'_c = 0.85 * 250 = 212.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (3.5. NTC-2017-CDMX).}$$

$$F_R = 0.9 \text{ para flexión; } 0.75 \text{ para cortante (3.7; NTC-2017-CDMX).}$$

$$d = d - 2 \text{ cm para lecho superior en elementos horizontales. (3.8 de las NTC-2017-CDMX).}$$

$$F_s = 0.6 F_y; F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2; F_s = 0.6 * 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ (7.5.1 NTC-2017-CDMX).}$$

$$\text{Recubrimiento libre para losas} = \text{rec} = 1.5 \text{ cm.}$$

Cálculo del peralte efectivo “d”:

Las Tablas 9 y 10, respectivamente, resumen los cálculos de los factores a utilizar en la determinación de los momentos flexionantes a que estarán sujetas la losas y los cálculos para definir el peralte

mínimo necesario para que no se tengan problemas de flechas excesivas en las losas. La Tabla 11 presenta las propiedades del tablero que define el peralte de la losa.

Tabla 9. Cálculo de factores previos al diseño estructural.

FACTORES		
$f'c =$	250	kg/cm ²
$f''c =$	212.5	kg/cm ²
$Fr =$	0.9	
$f_y =$	4200	kg/cm ²
# de oct =	3	
$d_v =$	0.95	cm
$a_o =$	0.71	cm ²
rec libre =	1.5	cm
$d (+) =$	9.02375	cm
$d (-) =$	7.02375	cm
$W_u =$	0.76	t/m ²
$a_1^2 =$	15.2881	m ²
Factor = $10-4xW_u a_1^2$		0.001163424
$m =$	0.686	-

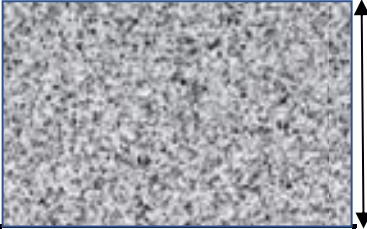
Tabla 10. Revisión del peralte mínimo.

REVICIÓN DE "d" PERALTE MINIMO			
Pe =	2019.75	cm	
$F_s = 0.6F_y =$	2520	kg/cm ²	
$F_s = 0.6F_y =$	< ó =	2520	kg/cm ²
CUMPLE			
análisis de cargas lineales debidas a muros			
área losa	22.287		t/ml
Lado corto x1=	0	sum Pm a1=	0
Lado largo x2=	0	sum Pm a2=	0

Tabla 10 (cont.). - revisión del peralte mínimo.

$W_{eq\ mur} =$	0	t/m^2	
$W_{Cv} =$	0.1	t/m^2	
$W_{Cm} =$	0.47	t/m^2	
$W_{mur} =$	0	t/m^2	
$W_{serv} =$	570.000	kg/m^2	
$W_u =$	0.76	t/m^2	Para diseño
$W_{eq\ mur} <$		$W_{eq\ mur} =$	0.285
CUMPLE			
$W_{serv} <$		380	kg/m^2
NO CUMPLE - USAR P_e CORREGIDO			

Tabla 11. Detalle del tablero de diseño y revisión del peralte mínimo en losa de azotea.

$a_2 (m) = 5.7$			
$H (cm) = 11$			$a_1 (m) = 3.91$
Relación de lados:			
$a_2/a_1 = m = 0.686$			
Cálculo de "d" mínimo	$b =$	100	cm
	$F_s =$	2520	kg/cm^2
	$Per =$	2019.75	cm
	γ	250	-
	$d_{min} < d$	8.95	CUMPLE H

La obtención de los coeficientes de momentos se calcula con respecto de la Tabla 3.3.1 de las NTC-2017-CDMX. Donde la relación de la longitud de lados se define como “m”, ecuación (E – 013).

Los momentos últimos se obtienen a partir de la ecuación: $\alpha 1 10^4 w a_1^2$,

donde: α_1 = coeficientes interpolados de la Tabla 3.3.1 de las NTC-2017-CDMX; w = carga última para diseño = FC w. Los resultados de los análisis obtenidos empleando el método de coeficientes de resumen en la Tabla 12.

Tabla 12. Obtención de coeficientes y cálculo de momentos en los bordes de tableros.

Tablero	Momento	ID	Claro	α_1	Mu (t-m)	Mu ajust (t-m)
De Esquina (I)	Negativo en bordes interiores	1	Corto	479.3	0.56	0.54
		2	Largo	432.6	0.5	0.50
	Negativo en bordes discontinuos	3	Corto	283.2	0.33	0.33
		4	Largo	237.7	0.28	0.28
	Positivos	5	Corto	265.6	0.31	0.31
		6	Largo	142.6	0.17	0.17
De Borde con lado corto discontinuo (III)	Negativo en bordes interiores	7	Corto	458.7	0.53	0.54
		8	Largo	374.7	0.44	0.46
	Negativo en borde discontinuos	9	Largo	237.7	0.28	0.28
	Positivos	10	Corto	247.3	0.29	0.29
		11	Largo	133.6	0.16	0.16
De Borde con lado largo discontinuo (IV)	Negativo en bordes interiores	7	Corto	461.5	0.54	0.54
		8	Largo	415.3	0.48	0.46
	Negativo en borde discontinuos	9	corto	288.3	0.34	0.34
	Positivos	10	Corto	247.2	0.29	0.29
		11	Largo	138.6	0.16	0.16

Tabla 12 (cont.). - Obtención de coeficientes y cálculo de momentos en los bordes de tableros.

De Esquina (V)	Negativo en bordes interiores	12	Corto	479.3	0.56	0.54
		13	Largo	432.6	0.5	0.50
	Negativo en borde discontinuos	14	Corto	283.2	0.33	0.33
		15	Largo	237.7	0.28	0.28
	Positivos	16	Corto	265.6	0.31	0.31
		17	Largo	142.6	0.17	0.17

Para el ajuste de los momentos o distribución de momentos en los tableros adyacentes se procede como se indica en la sección 3.3.3 de las NTC-2017-CDMX, donde la rigidez del tablero se define como: $k = d^3/a_1$. Los resultados de los ajustes de momentos se presentan en las Tablas 13 a 15.

La Figura 9 muestra esquemáticamente la corrección de los momentos en los lados adyacentes de los tableros I y III:



Figura 9.- Representación esquemática de los tableros adyacentes (I Y III).

Tabla 13. Ajuste de momentos entre tableros adyacentes I Y III.

Ajuste de momentos entre tableros adyacentes		
Tablero	I	III
d (cm)	9.02375	
a1 (cm)	292	384
K	2.5163921	1.913506492
fd	-0.568047337	-0.431952663
ME	0.56	-0.53

Tabla 13 (cont.). - Ajuste de momentos entre tableros adyacentes I Y III.

MD	0.03	
1a Dist.	-0.01704142	-0.01295858
M. F	0.54295858	-0.54295858

- La Figura 10 muestra esquemáticamente la corrección de los momentos en los lados adyacentes de los tableros III y V:



Figura 10.- Representación esquemática de los tableros adyacentes (III Y V).

Tabla 14. Ajuste de momentos entre tableros adyacentes III-V.

Ajuste de momentos entre tableros adyacentes		
Tablero	III	V
d (cm)	9.02375	
a1 (cm)	384	285
K	1.913506492	2.57819822
fd	-0.426008969	-0.57399103
ME	0.53	-0.56
MD	-0.03	
1a Dist.	0.012780269	0.01721973
M. F	0.542780269	-0.54278027

- La Figura 11 muestra esquemáticamente la corrección de los momentos en los lados adyacentes de los tableros III y IV:

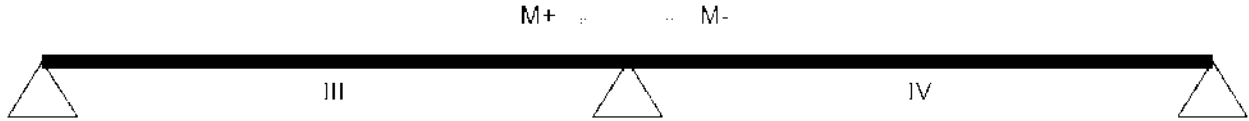


Figura 11.- Representación esquemática de los tableros adyacentes (III Y IV).

Tabla 15. Ajuste de momentos entre tableros adyacentes III-IV.

Ajuste de momentos entre tableros adyacentes		
Tablero	III	IV
d (cm)	9.02375	
a1 (cm)	384	298
K	1.91350649	2.465726487
fd	-0.43695015	-0.563049853
ME	0.44	-0.48
MD	-0.04	
1a Dist.	0.01747801	0.022521994
M. F	0.45747801	-0.457478006

Para el cálculo del área de acero y separación de varillas, se utilizan las fórmulas definidas en la sección 5, estados límite de falla, de las NTC-2017-CDMX.

$$\text{momentos ajustados} = Mr = MU_{ajust}$$

$$FrAsFyd \left[1 - \frac{AsFy}{2bdF''c} \right] - MU_{ajust} = 0 \text{ ----- (E - 014)}$$

donde d = es el peralte efectivo de la losa y puede tomar los valores siguientes:

- Para momento positivo = d
- Para momento negativo = d - 2cm; sí y sólo si “d” está expresado en “cm”.

Resolviendo la ecuación de MU, se obtiene el área de acero requerido, y se procede a calcular la separación a que se deben colocar las varillas en las dos direcciones de los tableros con la siguiente expresión:

$$S = \frac{a_0 b}{A_s} \text{ --- (E - 015).}$$

donde: $S_{m\acute{a}x} \leq 3.5H; 45cm$

$a_0 = \text{Área de la varilla a utilizar}$

Para nuestro caso se propone utilizar varillas #3, en este caso se tiene $a_0 = 0.71cm^2$. Realizando los cálculos correspondientes se obtuvieron los resultados reportados en la Tabla 16.

Tabla 16.- Cálculo de la separación del armado entre varillas longitudinales.

Tablero	Mu ajust (t-m)	Mr.	As	S	Sep. Máx. < =		Sep. Mín.
De Esquina (I)	0.54	0.00	2.1075546	33.8097	38.5000	45.000	33.00
	0.50	0.00	1.93598996	36.8058	38.5000	45.000	36.00
	0.33	0.00	1.26548052	56.3073	38.5000	45.000	38.00
	0.28	0.00	1.07075423	66.5472	38.5000	45.000	38.00
	0.31	0.00	0.91806069	77.6155	38.5000	45.000	38.00
	0.17	0.00	0.50114124	142.1869	38.5000	45.000	38.00
De Borde con lado corto discontinuo (III)	0.54	0.00	2.1075546	33.8097	38.5000	45.000	33.00
	0.46	0.00	1.76702729	40.3252	38.5000	45.000	38.00
	0.28	0.00	1.07075423	66.5472	38.5000	45.000	38.00
	0.29	0.00	0.85826321	83.0232	38.5000	45.000	38.00
	0.16	0.00	0.47150849	151.1229	38.5000	45.000	38.00

Tabla 16 (cont.). - Cálculo de la separación del armado entre varillas longitudinales.

De Borde con lado largo discontinuo (IV)	0.54	0.00	2.09571063	34.0008	38.5000	45.000	34.00
	0.46	0.00	1.76702729	40.3252	38.5000	45.000	38.00
	0.34	0.00	69.769102	1.0213	38.5000	45.000	1.00
	0.29	0.00	0.85826321	83.0232	38.5000	45.000	38.00
	0.16	0.00	0.47150849	151.1229	38.5000	45.000	38.00
De Esquina (V)	0.54	0.00	2.10684065	33.8211	38.5000	45.000	33.00
	0.50	0.00	1.93598996	36.8058	38.5000	45.000	36.00
	0.33	0.00	1.26548052	56.3073	38.5000	45.000	38.00
	0.28	0.00	1.07075423	66.5472	38.5000	45.000	38.00
	0.31	0.00	0.91806069	77.6155	38.5000	45.000	38.00
	0.17	0.00	0.50114124	142.1869	38.5000	45.000	38.00

Con base en los resultados obtenidos del análisis y diseño estructural a flexión de la losa de azotea (Tabla 16) se concluye colocar el armado simétrico en las dos direcciones ortogonales utilizando varillas del # 3 a 30 cm centro a centro.

- Armado por temperatura o cambios volumétricos.

Se define en la sección 6.7 de las NTC-2017-CDMX, donde se especifica que el cálculo del área de acero por temperatura se determina con la expresión:

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{660 \times l \times b}{F_y (x_1 + 100)} \text{-----} (E - 016)$$

donde:

$$x1 = H = \text{Espesor de losa}$$

$$b = \text{ancho unitario de la losa "100cm"}$$

El área de acero y la separación para cambios volumétricos o temperatura, “As temp y sep.Temp” se calculan empleando las fórmulas (E-016) y (E-015), respectivamente, de donde se obtienen los resultados reportados en la Tabla 17:

Tabla 17. Cálculo de área de acero y separación por temperatura de la losa de azotea.

As temp.	Sep. Temp.
1.56	45

- Revisión de la resistencia a cortante (tensión diagonal en elementos anchos sección 5.3.3.1b, NTC-2017-CDMX):

La resistencia a cortante es adecuada sólo si se cumple la condición: $VR \geq Vu$, donde se definen:

$$VR = Vcr = 0.5 FR b d \sqrt{f'c} \text{ ----- (E - 017).}$$

$$FR = 0.7$$

$$Vu = \left(\frac{a1}{2} - d\right) * \left(0.95 - 0.5 \frac{a1}{a2}\right) Wu \text{ ----- (E - 018).}$$

Realizando los cálculos obtenemos los resultados de la Tabla 18:

Tabla 18. Revisión de cortante de la losa de azotea.

Revisión de cortante			
Fr =	0.7		
Vcr =	4993.73053	Vu =	861.409044
SI	Vu < Vcr	ADECUADO	

Cálculo de resistencia a flexión del armado propuesto para la losa de azotea:

1. Obtención del área de acero ($E - 015$):

$$A_s = \frac{a_0 b}{s} = \frac{0.71(100)}{30} = 2.37 \text{ cm}^2$$

2. Cálculo del momento resistente:

$$\begin{aligned} M_r &= \phi_r A_s F_y d \left[1 - \frac{A_s F_y}{2 b d F'_c} \right] = 0.9(2.37)(4200)(10.024) \left[1 - \frac{2.37(4200)}{2(100)(10.024)(212.5)} \right] \\ &= 87860.28 \text{ kg.cm} = 0.88 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Por lo tanto, cumple ya que el momento resistente es mayor que el momento último máximo que se presenta en la losa.

$$\mathbf{M_r = 0.88 \text{ t.m} > M_u \text{ max} = 0.54 \text{ t.m}}$$

- Diseño estructural de losa de entrepiso (tablero más desfavorable):

El diseño se aborda siguiendo el mismo procedimiento que se empleó para el diseño de la losa de azotea, respetando las cargas de servicio y cargas últimas. El tablero más desfavorable para la losa de entrepiso corresponde al número III. Con la diferencia que en la losa de entre piso están apoyados muros divisorios, por lo cual se procede a calcular el peso distribuido en la losa de acuerdo con la sección 3.3.4 de las NTC-2017-CDMX, el proceso de diseño se resume en las Tablas 19 a 21.

Tabla 19. Revisión del peralte mínimo de la losa de entepiso.

REVICIÓN DE "d" PERALTE MÍNIMO			
Pe =	2019.75	cm	
Fs = 0.6Fy =	2520	kg/cm ²	
Fs = 0.6Fy =	< ó =	2520	kg/cm ²
CUMPLE			
Análisis de cargas lineales debidas a muros			
Área losa	22.287		t/ml
Lado corto x1=	1.424	sum Pm a1=	1.62176
Lado largo x2=	1.738	sum Pm a2=	1.30682
W _{eq mur} =	0.205529654	t/m ²	
WCv =	0.1	t/m ²	
WCm =	0.4	t/m ²	
W _{mur} =	0.205529654	t/m ²	
W _{serv} =	705.530	kg/m ²	
W _u =	0.94	t/m ²	Para diseño
W _{eq mur}	<	W _{eq mur} =	0.35276483
CUMPLE			
W _{serv} =	<	380	kg/m ²
NO CUMPLE - USAR Pe CORREGIDO			

Tabla 20.- Detalle del tablero de diseño y revisión del peralte mínimo en losa de entepiso.

Cálculo de "d" mínimo	b =	100	cm
	Fs =	2520	kg/cm ²
	Per =	2019.75	cm
	γ	250	-
	dmín < d	9.44	CUMPLE H

Tabla 21. Cálculo de factores previos al diseño estructural.

FACTORES		
$f'c =$	250	kg/cm ²
$f''c =$	212.5	kg/cm ²
$Fr =$	0.9	
$fy =$	4200	kg/cm ²
# de oct =	3	
$dv =$	0.95	cm
$a_o =$	0.71	cm ²
rec libre =	1.5	cm
$d (+) =$	10.02375	cm
$d (-) =$	8.02375	cm
$Wu =$	0.94	t/m ²
$a1^2 =$	15.2881	m ²
Factor = $10-4xWua12$		0.001432783
$m =$	0.686	

La Tabla 22 resume los resultados del análisis de los coeficientes de los tableros y la determinación de momentos últimos.

Tabla 22. Análisis de coeficientes y determinación de momentos últimos.

Tablero	Momento	ID	Claro	$\alpha 1$	Mu (t-m)	Mu ajust (t-m)
De Esquina (I)	Negativo en bordes interiores	1	Corto	479.3	0.69	0.69
		2	Largo	432.6	0.62	0.64
	Negativo en bordes discontinuos	3	Corto	283.2	0.41	0.41
		4	Largo	237.7	0.34	0.34
	Positivos	5	Corto	265.6	0.38	0.38
		6	Largo	142.6	0.2	0.20

Tabla 22 (cont.). - Análisis de coeficientes y determinación de momentos últimos.

De Borde con lado corto discontinuo (III)	Negativo en bordes interiores	7	Corto	458.7	0.66	0.64
		8	Largo	374.7	0.54	0.59
	Negativo en borde discontinuos	9	Largo	237.7	0.34	0.34
	Positivos	10	Corto	247.3	0.35	0.35
		11	Largo	133.6	0.19	0.19
De Borde con lado largo discontinuo (IV)	Negativo en bordes interiores	7	Corto	461.5	0.66	0.59
		8	Largo	415.3	0.6	0.60
	Negativo en borde discontinuos	9	corto	288.3	0.41	0.41
	Positivos	10	Corto	247.2	0.35	0.35
		11	Largo	138.6	0.2	0.20
De Borde con lado corto discontinuo (v)	Negativo en bordes interiores	12	Corto	479.3	0.69	0.67
		13	Largo	432.6	0.62	0.62
	Negativo en borde discontinuos	14	Largo	283.2	0.41	0.41
	Positivos	15	Corto	265.6	0.38	0.38
		16	Largo	142.6	0.2	0.2

- La Figura 12 muestra esquemáticamente la corrección de los momentos en los lados adyacentes de los tableros I y III, mientras que la Tabla 23 resume el proceso del ajuste en tableros adyacentes:



Figura 12.- Representación esquemática de los tableros adyacentes (I Y III).

Tabla 23. Ajuste de momentos entre tableros adyacentes I Y III.

Ajuste de momentos entre tableros adyacentes		
Tablero	I	III
d (cm)	10.02375	
a1 (cm)	308	391
K	3.269941348	2.575810576
Fd	-0.559370529	-0.440629471
ME	0.62	-0.66
MD	-0.04	
1a Dist.	0.022374821	0.017625179
M. F	0.642	-0.642

- La Figura 13 muestra esquemáticamente la corrección de los momentos en los lados adyacentes de los tableros III y V, mientras que la Tabla 24 resume el proceso del ajuste en tableros adyacentes:



Figura 13.- Representación esquemática de los tableros adyacentes (III Y V).

Tabla 24. Ajuste de momentos entre tableros adyacentes III y V.

Ajuste de momentos entre tableros adyacentes		
Tablero	III	V
d (cm)	10.02375	
a1 (cm)	391	285
K	2.575810576	3.533831352
Fd	-0.421597633	-0.57840237
ME	0.66	-0.69
MD	-0.03	
1a Dist.	0.012647929	0.017352071
M. F	0.673	-0.673

- La Figura 14 muestra esquemáticamente la corrección de los momentos en los lados adyacentes de los tableros III y IV, mientras que la Tabla 25 resume el proceso del ajuste en tableros adyacentes:



Figura 14.- Representación esquemática de los tableros adyacentes (III Y IV).

Tabla 25. Ajuste de momentos entre tableros adyacentes III y IV.

Ajuste de momentos entre tableros adyacentes		
Tablero	III	IV
d (cm)	10.02375	
a1 (cm)	391	313
K	2.57581058	3.21770586
Fd	-0.44460227	-0.55539773
ME	0.54	-0.66
MD	-0.12	
1a Dist.	0.05335227	0.06664773
M. F	0.593	-0.593

Diseño estructural:

Tabla 26. Cálculo de la separación del armado entre varillas longitudinales.

Tablero	Mu ajust (t-m)	Mr.	As	S	Sep. máx. <=		Sep. mín.
De Esquina (I)	0.69	0.00	2.342580528	30.4176	42.0000	45.0000	30.00
	0.64	0.00	2.176301584	32.7417	42.0000	45.0000	32.00
	0.41	0.00	1.375095825	51.8187	42.0000	45.0000	42.00
	0.34	0.00	1.13693092	62.6738	42.0000	45.0000	42.00
	0.38	0.00	1.013026563	70.3395	42.0000	45.0000	42.00
	0.20	0.00	0.530622793	134.2870	42.0000	45.0000	42.00
De Borde con lado corto discontinuo (III)	0.64	0.00	2.176301584	32.7417	42.0000	45.0000	32.00
	0.59	0.00	2.005892099	35.5232	42.0000	45.0000	35.00
	0.34	0.00	1.13693092	62.6738	42.0000	45.0000	42.00
	0.35	0.00	0.932301311	76.4299	42.0000	45.0000	42.00
	0.19	0.00	0.503958475	141.3921	42.0000	45.0000	42.00
De Borde con lado largo discontinuo (IV)	0.59	0.00	2.005892099	35.5232	42.0000	45.0000	35.00
	0.60	0.00	2.02895643	35.1194	42.0000	45.0000	35.00
	0.41	0.00	79.81761251	0.8927	42.0000	45.0000	0.00
	0.35	0.00	0.932301311	76.4299	42.0000	45.0000	42.00
	0.20	0.00	0.530622793	134.2870	42.0000	45.0000	42.00
De Borde con lado corto discontinuo (v)	0.67	0.00	2.28191379	31.2263	42.0000	45.0000	31.00
	0.62	0.00	2.098429876	33.9567	42.0000	45.0000	33.00
	0.41	0.00	1.375095825	51.8187	42.0000	45.0000	42.00
	0.38	0.00	1.013026563	70.3395	42.0000	45.0000	42.00
	0.2	0.00	0.530622793	134.2870	42.0000	45.0000	42.00

Con base en los resultados obtenidos del análisis y diseño estructural a flexión de la losa de entrepiso (Tabla 26), se concluye colocar el armado simétrico en las dos direcciones ortogonales utilizando varillas del #3 a 30 cm centro a centro. Para la revisión del área de acero necesaria por temperatura se procede de igual forma que en la losa de azotea, de donde se obtienen los resultados que se presentan en la Tabla 27.

Tabla 27. Cálculo de área de acero y separación por temperatura de la losa de entrepiso.

As temp.	Sep. Temp.
1.68	42

Por lo cual se propone una separación de centro a centro de 30 cm.

- Revisión de la resistencia a cortante (tensión diagonal en elementos anchos sección 5.3.3.1b, NTC-2017-CDMX)

Se procede de acuerdo a lo estipulado en la normativa, para lo cual se utilizan las ecuaciones (E-017 y E0-18), antes descritas, para calcular el cortante último y la resistencia a cortante de la losa de entrepiso, los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 28.

Tabla 28. Revisión de cortante.

Revisión de cortante			
Fr =	0.7		
Vcr =	5547.12912	Vu =	1055.15564
SI	Vu < Vcr	ADECUADO	

Cálculo de resistencia a flexión del armado propuesto para resistir las descargas en la losa de entrepiso:

1. Obtención del área de acero ($E - 015$):

$$A_s = \frac{a_0 b}{s} = \frac{0.71(100)}{30} = 2.37 \text{ cm}^2$$

2. Cálculo del momento resistente:

$$M_r = \phi_r A_s F_y d \left[1 - \frac{A_s F_y}{2 b d F'_c} \right]$$

$$M_r = 0.9(2.37)(4200)(10.024) \left[1 - \frac{2.37(4200)}{2(100)(10.024)(212.5)} \right] = 87860.28 \text{ kg.cm} = 0.88 \text{ t.m}$$

$$M_r = 0.88 \text{ t.m}$$

Por lo tanto, se cumple con el estado límite de resistencia ya que el momento resistente es mayor que el momento último máximo esperado que se presente en la losa:

$$M_r = 0.88 \text{ t.m} > M_u \text{ max} = 0.69 \text{ t.m}$$

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES.

Descarga del peso de la losa a trabes y muros (W_{cm}).

Para realizar el cálculo se debe contar con datos referentes a: áreas tributarias, acotaciones de los elementos (muros y columnas), así como también la distancia de influencia de cada área tributaria a descargar. Para obtener las áreas nos apoyamos del plano digital en AutoCAD, el cual nos permite fácilmente estimar estas variables. La Figura 15 muestra un ejemplo de cómo se estimaron estos parámetros.

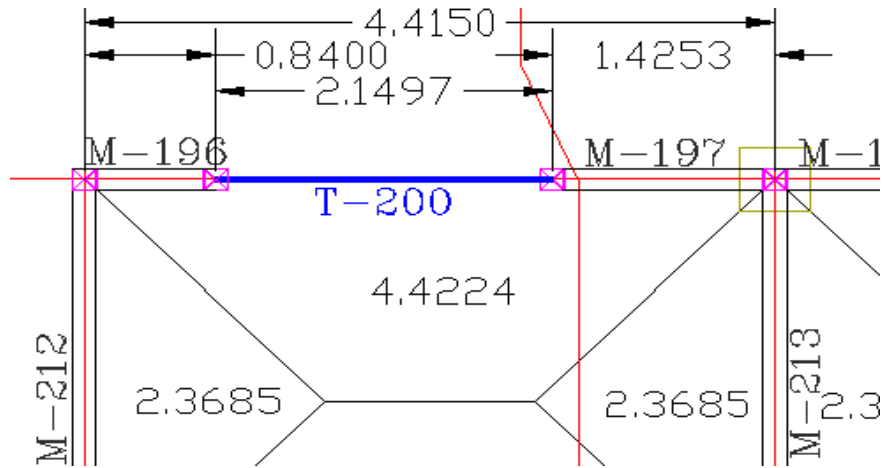


Figura 15.- Fragmento del plano de áreas tributarias.

El área tributaria se define como:

Wcm para muro y columna en ton

$$= \frac{A}{B} (At)(Wlosa) + \left(\frac{e}{2} * Wlosa * A\right) + (\text{peso propio}) \text{-----} (E - 019).$$

*Peso propio de muros (Wmuro en "t") = A * H * Wmuro ----- (E - 020).*

*Peso propio de trabes (Wtrabe en "t") = $\left(2.4 \frac{t}{m^3}\right) * H * b * A \text{-----} (E - 021).$*

donde:

A = longitud del muro o trabe en m.

B = longitud de influencia del área tributaria en m.

b = base de la trabe en m.

At = área tributaria en m².

W_{losa} = peso de la losa en t/m².

W_{muro} = peso de la losa en t/m^2 .

H = altura de entrepiso si se trata de muros o peralte, si se trata de traveses o losas, en m.

e = espesor del muro en m, este parámetro solamente se utiliza para muros y traveses exteriores, en caso de ser interiores, el segundo término de la ecuación (E – 022) se elimina.

Datos adicionales:

Espesor de muro e = 0.12 m.

Peso de la losa $W_{\text{losa}} = 0.477 t/m^2$.

Peso del muro $W_{\text{muro}} = 0.362 t/m^2$.

Altura de entrepiso H = 2.70 m.

Peralte de la viga H = 0.25 m.

Ancho de trabe b = 0.15 m.

Cálculos:

W muro M – 196

$$= \frac{0.840 \text{ m}}{4.415 \text{ m}} (4.4224 \text{ m}^2) \left(0.477 \frac{t}{\text{m}^2}\right) + \left(\frac{0.15 \text{ m}}{2} * 0.477 \frac{t}{\text{m}^2} * 0.84\text{m}\right) + (0.84\text{m} * 2.7\text{m} * 0.362) = 1.25 \text{ t}$$

W trabe T – 200

$$= \frac{2.1497 \text{ m}}{4.415 \text{ m}} (4.4224 \text{ m}^2) \left(0.477 \frac{t}{\text{m}^2}\right) + \left(\frac{0.15 \text{ m}}{2} * \frac{0.477\text{t}}{\text{m}^2} * 2.1497\text{m}\right) + (2.4 \frac{t}{\text{m}^3} * 0.25\text{m} * 0.15\text{m} * 2.1497\text{m}) = 1.2564 \text{ t}$$

W muro $M - 197$

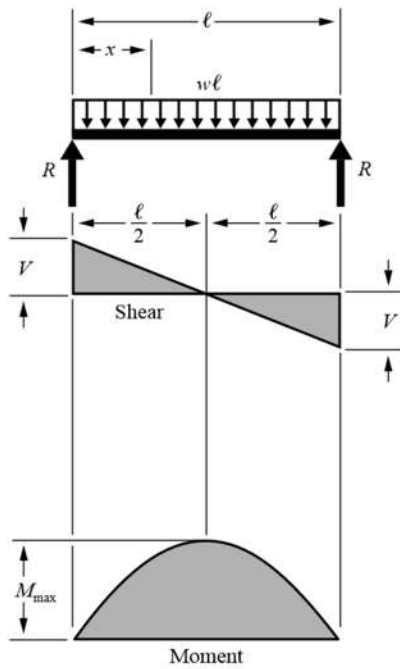
$$= \frac{1.4253 \text{ m}}{4.415 \text{ m}} (4.4224 \text{ m}^2) \left(0.477 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right) + \left(\frac{0.15 \text{ m}}{2} * 0.477 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 1.4253 \text{ m} \right) \\ + (1.4253 \text{ m} * 2.7 \text{ m} * 0.362) = 2.13 \text{ t}$$

El procedimiento anterior se aplica para calcular todas las cargas actuantes en los elementos a analizar (trabes y muros). Cabe mencionar que el análisis se repite para obtener las cargas vivas (W_{cv} y W_{cva}) únicamente variando las cargas correspondientes, ya que las áreas tributarias son las mismas.

Obtención de elementos mecánicos máximos en trabes.

Para obtener los elementos mecánicos en trabes debemos conocer, como requisito indispensable las cargas nominales actuantes en cada una de ellas. Para el cálculo se consideran apoyos articulados simples.

Para calcular los valores de momentos, cortantes y deflexiones máximas a considerar en el diseño, se utilizan las tablas propuestas en National Design Specification (NDS, por sus siglas in inglés), en la sección BEAMDESIGN WITH SHEAR AND MOMENT SHEAR AND MOMENT DIAGRAMS, Figura 16.



$$R = V \dots \dots \dots = \frac{w\ell}{2}$$

$$V_x \dots \dots \dots = w\left(\frac{\ell}{2} - x\right)$$

$$M_{max} \text{ (at center)} \dots \dots \dots = \frac{w\ell^2}{8}$$

$$M_x \dots \dots \dots = \frac{wx}{2}(\ell - x)$$

$$\Delta_{max} \text{ (at center)} \dots \dots \dots = \frac{5w\ell^4}{384 EI}$$

$$\Delta_x \dots \dots \dots = \frac{wx}{24 EI}(\ell^3 - 2\ell x^2 + x^3)$$

Figura 16. Elementos mecánicos de una viga simplemente apoyada.

Aplicando estas expresiones para el cálculo del momento y del cortante máximo, así como las reacciones. Para la trabe T-200 obtenemos lo siguiente:

Datos:

$$W_{cm} = 0.513 \text{ t/m.}$$

$$W_{cv} = 0.108 \text{ t/m.}$$

$$L = 2.1497 \text{ m.}$$

Combinación de carga para la obtención de la carga de diseño: **Wu = 1.5 CV + 1.4 CM.**

$$Wu = 1.5(0.108) + 1.4(0.513) = 0.8802 \text{ t/m}$$

$$R1 = R2 = Vu = \frac{Wu L}{2} = \frac{0.8802(2.1497)}{2} = 0.946 \text{ t.}$$

$$Mu = \frac{Wu L^2}{8} = \frac{0.8802(2.1497)^2}{8} = 0.5084 \text{ t} * \text{m}.$$

En todas las traveses del proyecto, se procedió a calcular las reacciones, los cortantes y momentos últimos con las expresiones de la Figura 16.

El cálculo de los elementos mecánicos de las vigas hiperestáticas se utilizó el software comercial SAP2000, esto con la finalidad de optimizar el tiempo del proceso, donde el modelo de la viga analizada y los resultados del análisis ante diferentes combinaciones de carga quedan resumidos en las Figuras 17 a 22.

Datos:

Trabe: T-202 -- T-203: Longitud = 1.06 -- 1.29 m.

$W_{cm} = 1.295 \text{ -- } 1.295 \text{ t/m}.$

$W_{cv} = 0.228 \text{ -- } 0.228 \text{ t/m}.$

$W_{cva} = 0.160 \text{ -- } 0.160 \text{ t/m}.$

Combinación de carga para la obtención de la carga ultima: **$Wu = 1.5 CV + 1.4 CM.$**

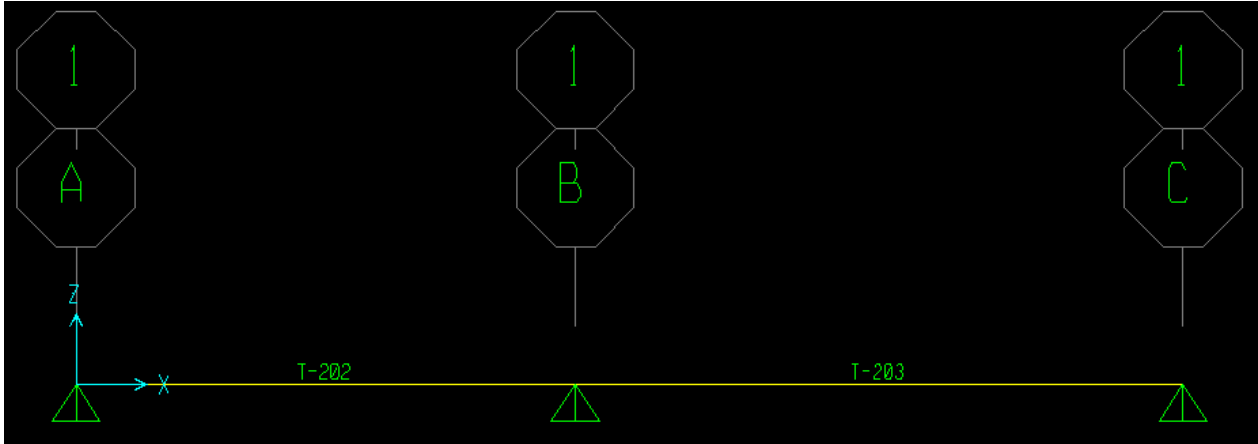


Figura 17.- Modelo numérico de viga hiperestática en SAP2000.

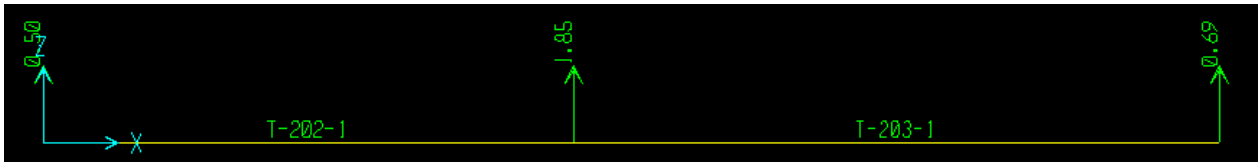


Figura 18.- Reacciones en apoyos para carga muerta.

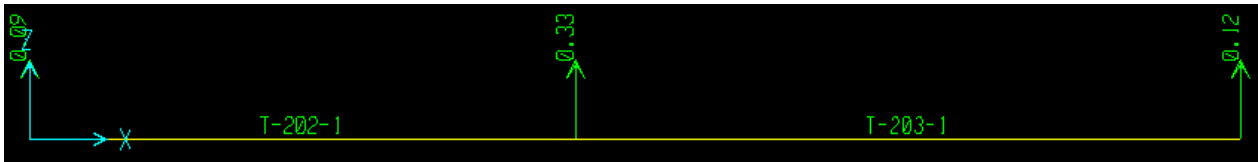


Figura 19.- Reacciones en apoyos ante carga viva.

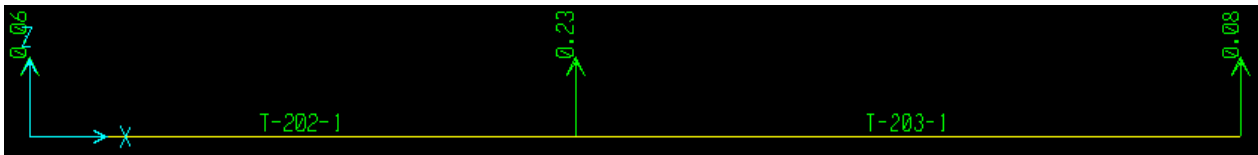


Figura 20.- Reacciones en apoyos ante carga viva instantánea.

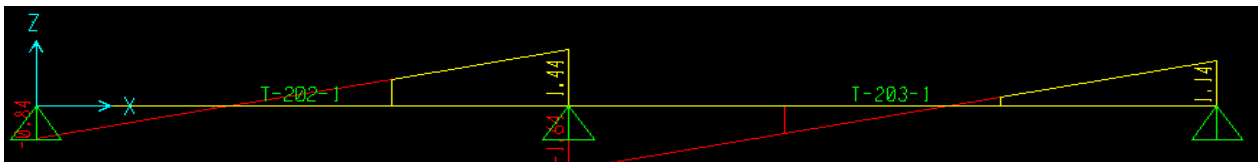


Figura 21.- Diagrama de cortante último.

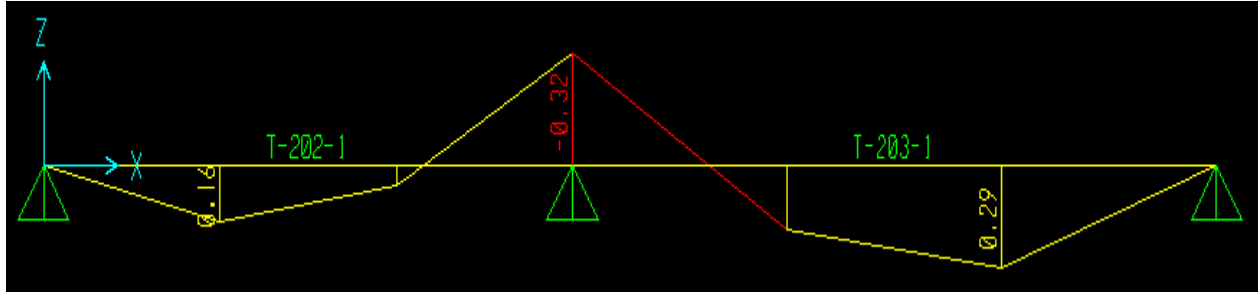


Figura 22.- Diagrama de momentos últimos.

Este procedimiento se aplicó para todos los sistemas de traves hiperestáticas, que se tienen en la propuesta de estructuración de la casa habitación. Las Tablas 29 y 30, presentan un resumen de las reacciones de todas las traves de la estructura, así como también sus elementos mecánicos máximos para diseño ya factorizadas:

Tabla 29. Reacciones y elementos mecánicos máximos de traves en planta alta.

Planta Alta										
NOMBRE	Reacciones R1			Reacciones R2			Cargas Para Diseño			
	R _{cm} Ton	R _{cv} Ton	R _{cva} Ton	R _{cm} Ton	R _{cv} Ton	R _{cva} Ton	W _u Ton/m	V _u Ton	M(-) _u Ton-m	M(+) _u Ton-m
T-200	0.671	0.116	0.081	0.671	0.116	0.081	1.035	1.112	0.000	0.598
T-201	0.671	0.116	0.081	0.671	0.116	0.081	1.035	1.112	0.000	0.598
T-202	0.520	0.090	0.060	1.890	0.330	0.230	-	1.472	0.330	0.170
T-203	-	-	-	0.700	0.120	0.080	-	1.670	0.330	0.300
T-204	3.885	0.671	0.469	3.885	0.671	0.469	2.261	6.444	-	9.183
T-205	0.508	0.088	0.061	0.508	0.088	0.061	1.230	0.843	-	0.289
T-206	0.286	0.049	0.035	0.286	0.049	0.035	0.827	0.475	-	0.137
T-207	0.025	0.004	0.003	0.025	0.004	0.003	0.072	0.041	-	0.012
T-208	1.404	0.242	0.170	1.404	0.242	0.170	1.758	2.330	-	1.543
T-220	0.643	0.111	0.078	0.643	0.111	0.078	1.255	1.067	-	0.453
T-221	1.297	0.224	0.157	1.297	0.224	0.157	1.974	2.152	-	1.173
T-222	0.223	0.038	0.027	0.223	0.038	0.027	0.643	0.370	-	0.106

Tabla 30. Reacciones y elementos mecánicos máximos de trabes en planta baja.

Planta Baja										
NOMBRE	Reacciones R1			Reacciones R2			Cargas Para Diseño			
	R _{CM} Ton	R _{CV} Ton	R _{CVa} Ton	R _{CM} Ton	R _{CV} Ton	R _{CVa} Ton	W _u Ton/m	V _u Ton	M(-) _u Ton-m	M(+) _u Ton-m
T-100	2.630	0.480	0.280	-	-	-	-	7.111	3.647	6.007
T-101	-	-	-	2.390	0.430	0.250	-	6.621	3.284	5.79
T-104	3.134	0.599	0.357	3.134	0.599	0.357	5.684	5.287	1.476	2.4582
T-105	1.282	0.337	0.187	1.282	0.337	0.187	3.14	2.3	1.476	0.8424
T-106	1.610	0.283	0.173	1.610	0.283	0.173	5.562	2.678	-	0.6447
T-107	0.549	1.286	0.684	0.549	1.286	0.684	1.041	2.697	-	3.4928
T-108	0.421	0.103	0.120	0.421	0.103	0.120	1.294	0.744	0.276	0.2139
T-109	1.700	0.350	0.200	-	-	-	-	3.823	0.767	1.025
T-110	-	-	-	1.760	0.310	0.190	-	3.949	0.624	0.721
T-111	1.117	0.387	0.205	1.117	0.387	0.205	0.752	2.144	0.158	3.0558
T-119	4.780	0.810	0.500	-	-	-	-	8.114	-	5.825
T-120	-0.130	0.030	0.000	3.850	0.680	0.440	-	1.256	0.635	-
T-121	-	-	-	2.470	0.400	0.260	-	5.157	0.635	0.965
T-122	0.932	0.323	0.171	0.932	0.323	0.171	1.803	1.79	0.279	0.888
T-123	0.416	0.126	0.140	0.416	0.126	0.140	1.34	0.77	-	0.2215
T-124	0.096	0.017	0.147	0.096	0.017	0.147	0.276	0.159	-	0.0457

Diseño estructural de trabes.

Con los datos obtenidos en las Tablas 29 y 30, se realiza una gráfica de dispersión de los elementos mecánicos máximos a que están sujetas las vigas del proyecto, esto con la finalidad de agrupar las demandas obtenidas en el análisis de los elementos mecánicos máximos, dándonos como resultado el contenido de la Gráfica 1, con base en esta información se agrupan los diferentes tipos de armados de

vigas que se tendrán en el proyecto como función de $MU_{máx}$, los resultados se resuemen en la Tabla 31.



Figura 23.- Agrupación de trabes en función de su momento máximo.

Tabla 31. Agrupación de traves con respecto de los MU máximos.

Trabe	Tipo	Cargas Para Diseño		
		V _u Ton	M (-) _u Ton-m	M (+) _u Ton-m
T-200	T1	5.2	0.8	1
T-201	T1			
T-202	T1			
T-203	T1			
T-205	T1			
T-206	T1			
T-207	T1			
T-220	T1			
T-222	T1			
T-106	T1			
T-108	T1			
T-109	T1			
T-120	T1			
T-121	T1			
T-122	T1			
T-123	T1			
T-124	T1			
T-110	T1			
T-208	T2	5.3	1.5	3.5
T-107	T2			
T-111	T2			
T-221	T2			
T-104	T2			
T-105	T2			
T-100	T3	7.1	6	3.7
T-101	T3			
T-204	T4	8.1	0	9.2
T-119	T4			

Una vez agrupadas todas las traveses se procede a calcular la cuantía de acero necesaria para el estado límite de resistencia de acuerdo con lo estipulado en código de diseño en la sección 5, Estado Límite de Falla (NTC-2017-CDMX.), correspondiente a las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto. En esta sección se especifica asumir un valor de 0.9 como factor de reducción de resistencia (F_R) para elementos trabajando a flexión, mientras que este factores 0.75 para elementos trabajando a fuerza cortante.

- Expresiones para el diseño estructural de traveses:

- Cálculo de momentos resistentes (E-015):

$$F_R A_s F_y d \left[1 - \frac{A_s F_y}{2 b d F'_c} \right] = M_R$$

- Áreas de acero mínimo y máximo:

$$A_{s, \text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{F'_c}}{F_y} b d \text{ ----- (E - 023)}$$

$$A_{s, \text{máx}} = F_R \left(\frac{F'_c}{F_y} \frac{6000 \beta_1}{F_y + 6000} b d \right) \text{ ----- (E - 024)}$$

- Cálculo del refuerzo transversal.

Traveses con relación claro peralte (L/H) no menor que 5.

- ❖ Para el cálculo de la resistencia a cortante que toma el concreto (V_{CR}) emplearemos las siguientes fórmulas:

$$\rho_{tens} = \frac{A_{s,tens}}{b d} \text{ ----- (E - 025)}$$

$$Si \rho_{tens} < 0.15$$

$$V_{cR} = F_R \, b d \, (0.2 + 20 \rho_{tens}) \sqrt{F'c} \text{-----} (E-026)$$

$$Si \, \rho_{tens} \geq 0.15$$

$$V_{cR} = F_R \, b d \, 0.5 \sqrt{F'c} \text{-----} (E-027)$$

- La separación máxima del refuerzo transversal (estribos), se define con base a las secciones 5.3.4 y 5.3.5 (NTC-2017-CDMX).

$$V_u < F_R \, 2.5 \sqrt{F'c} \, b d \text{-----} (E-028)$$

Proponiendo estribos colocados a 90°.

$$S = \frac{F_R \, A_v \, F_y \, d}{V_{SR}} \text{-----} (E-029)$$

donde:

S = separación entre estribos.

A_v = área transversal del refuerzo para fuerza cortante.

$$\diamond A_v \geq A_{v,min} = 0.3 \sqrt{F'c} \frac{bS}{F_y} \text{-----} (E-030)$$

V_{SR} = fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal y se define

con la ecuación (E-031):

$$V_{SR} = V_u - V_{cR} \text{-----} (E-031)$$

$$S_{máx} = \frac{d}{2} \text{-----} (E-032)$$

Para el diseño de traveses se programaron en una hoja de cálculo en Excel las ecuaciones necesarias para desarrollar estos cálculos, lo cual se resume en el Apéndice A: “Expresiones para el diseño

estructural de trabes”. Estas herramientas de trabajo se desarrollan con el afán de agilizar los cálculos, ya que el procedimiento es un proceso iterativo. En la hoja de cálculo que se presenta no se incluye el cálculo de longitudes de traslape, ni de ganchos, ni tampoco de longitudes de desarrollo.

Las Tablas 32 a 35 muestran los resultados del diseño obtenidos con la hoja de cálculo desarrollada en Excel.

Tabla 32.- Resultados del diseño para la trabe T-1.

Viga T-1									
Datos									
CARGA					GEOMETRÍA				
M ⁺ =	1.000	Ton-m	Mu ⁺ =	1.000	Ton-m	d =	21.89	Cm	
M ⁻ =	0.800	Ton-m	Mu ⁻ =	0.800	Ton-m	rec =	3.12	Cm	
V =	5.200	Ton	Vu =	5.200	Ton	H =	25.0	Cm	
						b =	12.0	Cm	
Fac. de carga			FR =	0.90	(para flexión)	L =	2.15	M	
F.C. =	1.0		FR =	0.75	(para Cortante)	Zona sísmica (si o no)			Si
Acero de ref. fy =	4200	kg/cm ²							
Concreto f'c =	250	kg/cm ²							
Constantes									
f'c =	212.5	kg/cm ²	β ₁ =	0.85	ρ _{min} =	0.0026	AS _{min} =	0.69	cm ²
				0.025	ρ _{max} =	0.0190	AS _{max} =	4.98	cm ²
			ρ _{bal} =	3					
Acero por temperatura									
Armado de la sección									
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	a _s (cm ²)	A _s total (cm ²)					
2	3	0.953	0.713	1.425	x ₁ =	12.00	Cm		
0	0	0.000	0.000	0.000	α _{s1} =	0.017	cm ² /cm		
			AS _{Total} =	1.425	>	AS _{Temp.} =	0.20	cm ²	OK

Tabla 32 (cont.). -Resultados del diseño para la trabe T-1.

Diseño por flexión momento positivo						
Armado de la sección						
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	as (cm ²)	As (cm ²)	$\rho_{nec} = 0.0048$	(Por Resistencia)
2	3	0.95	0.71	1.425	$AS_{nec} = 1.27$	cm ²
		0.00	0.00	0.000		
0	0	0.00	0.00	0.000		
				$AS_{Total} = 1.425$	>	$AS_{req} = 1.269$ cm ²
						OK 89%
Diseño por flexión momento negativo						
Armado de la sección						
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	as (cm ²)	As total (cm ²)	$\rho_{nec} = 0.0038$	(Por Resistencia)
2	3	0.95	0.71	1.425	$AS_{nec} = 1.01$	cm ²
		0.00	0.00	0.000		
0	0	0.00	0.00	0.000		
				$AS_{Total} = 1.425$	>	$AS_{req} = 1.005$ cm ²
						OK 71%
Revisión por cortante						
L / h =	8.600	>	5.0	OK	(Resistencia del Concreto)	
$\rho =$	0.0054	<	0.015		$V_{cR} = 961$	kg
Porcentaje de acero en tensión						
Est. No.	2	$f_y =$	2,530	kg/cm ²	(Resistencia Necesaria Ref. Transversal)	
No. De Ramas:	2	$\theta =$	90.0	°	$V_{sR} = 4,239$	kg
$A_v =$	0.633	cm ²	OK		$S_{nec} = 6.20$	cm
$A_{v,min} =$	0.068	cm ²			$S_{m\acute{a}x} = 6.20$	cm
$S_{prop} =$	6.0	cm	OK			
Límite Máximo de Cortante en la Viga						
$V_u =$	5,200	kg	<	7785.7	kg	

Tabla 33. Resultados del diseño para la trabe T-2.

Viga T-2									
Datos									
CARGA					GEOMETRÍA				
M ⁺ =	3.500	Ton-m	Mu ⁺ =	3.500	Ton-m	d =	26.73	cm	
M ⁻ =	1.500	Ton-m	Mu ⁻ =	1.500	Ton-m	rec =	3.28	cm	
V =	5.300	Ton	Vu =	5.300	Ton	H =	30.0	cm	
Fac. de carga F.C.	=	1.0	FR =	0.90	(para flexión)	L =	5.70	m	
Acero de ref. fy =	4200	kg/cm ²	FR =	0.75	(para Cortante)	Zona sísmica (si o no)	<u>si</u>		
Concreto f'c =	250	kg/cm ²							
Constantes									
f'c =	212.5	kg/cm ²	β ₁ =	0.85	ρ _{mín} =	0.0026	AS _{mín} =	1.06	cm ²
			ρ _{bal} =	0.0253	ρ _{máx} =	0.0190	AS _{máx} =	7.61	cm ²
Acero por temperatura									
Armado de la sección									
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	a _s (cm ²)	A _s total (cm ²)					
2	3	0.953	0.713	1.425		x ₁ =	15.00	cm	
0	0	0.000	0.000	0.000		α _{s1} =	0.020	cm ² /cm	
				AS _{Total} =	1.425	>	AS _{Tem} =	0.31	cm ² OK
Diseño por flexión momento positivo									
Armado de la sección									
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	a _s (cm ²)	A _s (cm ²)					
2	5	1.59	1.98	3.959		ρ _{nec} =	0.0095	(Por Resistencia)	
0	0	0.00	0.00	0.000		AS _{nec} =	3.83	cm ²	
0	0	0.00	0.00	0.000					
				AS _{Total} =	3.959	>	AS _{req} =	3.825	cm ² OK 97%

Tabla 33(cont.). -Resultados del diseño para la trabe T-2.

Diseño por flexión momento negativo					
Armado de la sección					
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	as (cm ²)	As total (cm ²)	
2	4	1.27	1.27	2.534	
		0.00	0.00	0.000	
0	0	0.00	0.00	0.000	
				AS _{Total} =	2.534
				>	AS _{req} = 1.544 cm ²
					OK 61%
Revisión por cortante					
L / h =	19.000	>	5.0	OK	(Resistencia del Concreto)
ρ =	0.0063	<	0.015		V _{cR} = 1,552 kg
Porcentaje de acero en tensión					
Est. No.	3	fy =	4,200	kg/cm ²	
No. De Ramas:	2	θ =	90.0	°	(Resistencia Necesaria Ref. Transversal)
Av =	1.425	cm ²	OK		V _{sR} = 3,748 kg
Av,min =	0.184	cm ²			
Sprop =	13.0	cm	OK		S _{nec} = 32.01 cm
					S _{máx} = 13.36 cm
Límite Máximo de Cortante en la Viga					
Vu =	5,300	kg	<	11884.5	kg

Tabla 34. Resultados del diseño para la trabe T-3.

Viga T-3					
Datos					
CARGA			GEOMETRÍA		
M ⁺ =	6.000	Ton-m	Mu ⁺ =	6.000	Ton-m
M ⁻ =	3.700	Ton-m	Mu ⁻ =	3.700	Ton-m
V =	7.100	Ton	Vu =	7.100	Ton
Fac. de carga F.C. =	<u>1.0</u>		FR =	0.90	(para flexión)
				d =	31.73 cm
				rec =	3.28 cm
				H =	35.0 cm
				b =	20.0 cm
				L =	4.42 m

Tabla 34 (cont.). - Resultados del diseño para la trabe T-3.

Acero de ref. $f_y =$	4200	kg/cm ²	$F_R =$	0.75	(para Cortante)	Zona sísmica (si o no)	si
Concreto $f'_c =$	250	kg/cm ²					
Constantes							
$f'_c =$	212.5	kg/cm ²	$\beta_1 =$	0.85	$\rho_{\min} =$	0.0026	$A_{s\min} =$ 1.67 cm ²
			$\rho_{bal} =$	0.0253	$\rho_{\max} =$	0.0190	$A_{s\max} =$ 12.04 cm ²
Acero por temperatura							
Armado de la sección							
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	a_s (cm ²)	A_s total (cm ²)	$x_1 =$	20.00	cm
2	3	0.953	0.713	1.425	$\alpha_{s1} =$	0.026	cm ² /cm
0	0	0.000	0.000	0.000			
			$A_{sTotal} =$	1.425	$>$	$A_{sTem} =$	0.52 cm ² OK
Diseño por flexión momento positivo							
Armado de la sección							
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	a_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$\rho_{nec} =$	0.0086	(Por Resistencia)
2	4	1.27	1.27	2.534	$A_{sNec} =$	5.47	cm ²
1	6	1.91	2.85	2.850			
0	0	0.00	0.00	0.000			OK 102%
			$A_{sTotal} =$	5.384	$<$	$A_{sreq} =$	5.469 cm ²
Diseño por flexión momento negativo							
Armado de la sección							
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	a_s (cm ²)	A_s total (cm ²)	$\rho_{nec} =$	0.0051	(Por Resistencia)
2	4	1.27	1.27	2.534	$A_{sNec} =$	3.25	cm ²
1	4	1.27	1.27	1.267			
0	0	0.00	0.00	0.000			OK 86%
			$A_{sTotal} =$	3.800	$>$	$A_{sreq} =$	3.250 cm ²

Tabla 34 (cont.). - Resultados del diseño para la trabe T-3.

Revisión por cortante					
L / h =	12.629	>	5.0	OK	(Resistencia del Concreto)
ρ =	0.0060	<	0.015		$V_{cR} = 2,406$ kg
Porcentaje de acero en tensión					
Est. No.	3	$f_y =$	4,200	kg/cm ²	(Resistencia Necesaria Ref. Transversal)
No. De Ramas:	2	$\theta =$	90.0	°	$V_{sR} = 4,694$ kg
$A_v =$	1.425	cm ²	OK		$S_{nec} = 30.34$ cm
$A_{v,min} =$	0.282	cm ²			$S_{m\acute{a}x} = 15.86$ cm
$S_{prop} =$	15.0	cm	OK		
Límite Máximo de Cortante en la Viga					
$V_u =$	7,100	kg	<	18810.6	kg

Tabla 35. Resultados del diseño para la trabe T-4.

Viga T-4					
Datos					
CARGA			GEOMETRÍA		
$M^+ =$	9.200	Ton-m	$M_u^+ =$	9.200	Ton-m
$M^- =$	0.000	Ton-m	$M_u^- =$	0.000	Ton-m
$V =$	8.100	Ton	$V_u =$	8.100	Ton
Fac. de carga F.C. =	1.0		$F_R =$	0.90	(para flexión)
Acero de ref. $f_y =$	4200	kg/cm ²	$F_R =$	0.75	(para Cortante)
Concreto $f'c =$	250	kg/cm ²	Zona sísmica (si o no) <u>si</u>		
Constantes					
$f'c =$	212.5	kg/cm ²	$\beta_1 =$	0.85	$\rho_{mín} =$ 0.0026
			$\rho_{bal} =$	0.0253	$\rho_{máx} =$ 0.0190
			$A_{Smín} =$	2.10	cm ²
			$A_{Smáx} =$	15.12	cm ²

Tabla 35 (cont.). - Resultados del diseño para la trabe T-4.

Acero por temperatura									
Armado de la sección									
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	as (cm ²)	As total (cm ²)					
2	3	0.953	0.713	1.425	x ₁ =	25.00	cm		
0	0	0.000	0.000	0.000	α _{s1} =	0.031	cm ² /cm		
				A _{STotal} =	1.425	>	A _{STem} =	0.79	cm ² OK
Diseño por flexión momento positivo									
Armado de la sección									
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	as (cm ²)	As (cm ²)					
2	6	1.91	2.85	5.700	ρ _{nec} =	0.0107	(Por Resistencia)		
1	6	1.91	2.85	2.850	A _{Snec} =	8.54	cm ²		
0	0	0.00	0.00	0.000					
				A _{STotal} =	8.551	>	A _{Sreq} =	8.537	cm ² OK 100%
Diseño por flexión momento negativo									
Armado de la sección									
No de vars.	No de octavos	Diámetro (cm)	as (cm ²)	As total (cm ²)					
2	4	1.27	1.27	2.534	ρ _{nec} =	0.0000	(Por Resistencia)		
		0.00	0.00	0.000	A _{Snec} =	0.00	cm ²		
0	0	0.00	0.00	0.000					
				A _{STotal} =	2.534	>	A _{Sreq} =	2.101	cm ² OK 83%

Tabla 35 (cont.). - Resultados del diseño para la trabe T-4.

Revisión por cortante					
L / h =	16.286	>	5.0	OK	(Resistencia del Concreto)
ρ =	0.0032	<	0.015		$V_{cR} =$ 2,491 kg
Porcentaje de acero en tensión					
Est. No.	3	$f_y =$	4,200 kg/cm ²		(Resistencia Necesaria Ref. Transversal)
No. De Ramas:	2	$\theta =$	90.0 °		$V_{sR} =$ 5,609 kg
$A_v =$	1.425 cm ²		OK		$S_{nec} =$ 25.52 cm
$A_{v,min} =$	0.353 cm ²				$S_{m\acute{a}x} =$ 15.94 cm
$S_{prop} =$	15.0 cm		OK		
Límite Máximo de Cortante en la Viga					
$V_u =$	8,100 kg	<	23631.8 kg		

Detallado de refuerzo longitudinal en trabes.

Por lo general, es muy frecuente que en la práctica profesional durante el habilitado del acero de refuerzo o el procedimiento constructivo del armado de cualquier elemento estructural se lleguen a unir piezas de acero, con la finalidad de aprovechar al máximo todo el material de acero disponible en la obra. Para lograrlo, existen diversos métodos como son: emplear soldadura, mediante coples mecánicos y mediante traslapes. Para fines de esta tesina, el método que se propone a utilizar es el de traslapes, ya que éste es el más comúnmente implementado en obra para la unión del refuerzo longitudinal de los elementos estructurales. Por otro lado, también se suele usar refuerzos adicionales, denominados “bastones”, por lo que el uso de ellos conlleva a realizarles el cálculo de su longitud de desarrollo (longitud de anclaje), con el objetivo de que estos elementos trabajen en las condiciones óptimas esperadas dentro del diseño de cualquier elemento estructural de una Casa Habitación.

La longitud de desarrollo se calcula tomando como base la sección 6 de las NTC-2017-CDMX, donde se especifican los pasos del proceso:

- Longitud de desarrollo de barras rectas en tensión, se define en el apartado 6 (NTC-2017-CDMX):

$$L_d = \delta e * \delta t * \delta s * L_{db} \text{ ----- (E - 033)}$$

$$L_d \geq 30 \text{ cm}$$

donde:

$$L_{db} = \frac{a_s F_y}{3(c)\sqrt{F'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b F_y}{\sqrt{F'_c}} \text{ ----- (E - 034)}$$

d_b = diámetro de la varilla.

a_s = área de acero de la varilla a desarrollar.

δe = Factor de recubrimiento.

- ❖ 2 barras lisas.
- ❖ 1.5 barras con lodo bentonítico o cubierta epóxica. Con recubrimiento de concreto libre menor que $3d_b$ o separación a otra barra menor que $6d_b$.
- ❖ 1.2 barras con las condiciones anteriores, pero con mayor recubrimiento libre de concreto

δt = Factor de posición.

- ❖ 1.3 barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30 cm de concreto.

δs = Factor de tamaño.

- ❖ 0.8 varillas del #6 o inferiores.

- ❖ 1.0 varillas superiores al #6.
- ❖ 1.0 para casos conservadores.

C = Separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes:

- A. distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
- B. la mitad de la separación entre centros de barras.

- Longitud de desarrollo para barras con gancho en tensión.

$$L_{d*} \geq 15cm; 8d_v; \delta e * \delta t * L_{ab*} \text{ -----} (E - 35)$$

$$L_{ab*} = \frac{0.076d_v F_y}{\sqrt{F'_c}} \text{ -----} (E - 36)$$

donde:

$\delta e = 1.2$ – barras cubiertas con lodo bentonítico o resina epóxica.

1.0 – barras sin cubierta.

$\delta t = 0.7$ – barras con $d_v < 3.5cm$, con recubrimiento lateral.

0.8 – ganchos confinados con estribos separados a no más de $3 d_v$.

1.0 – caso conservador.

- Longitud de desarrollo de barras rectas a compresión (Figura 24).

$$L_{dc} \geq 0.6L_d; 20cm \text{ -----} (E - 037)$$

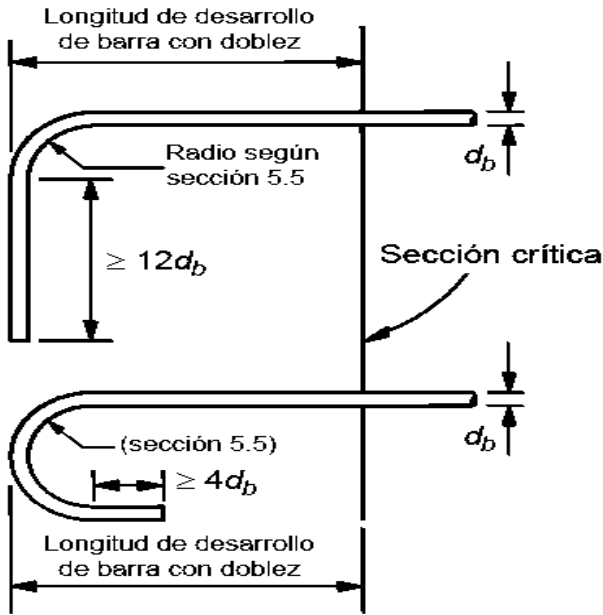


Figura 24.- Definición de longitud de desarrollo en ganchos (NTC-2017-CDMX).

Las Figura 25 y 26 muestran esquemáticamente la ubicación y procedimiento para desarrollar el traslape.

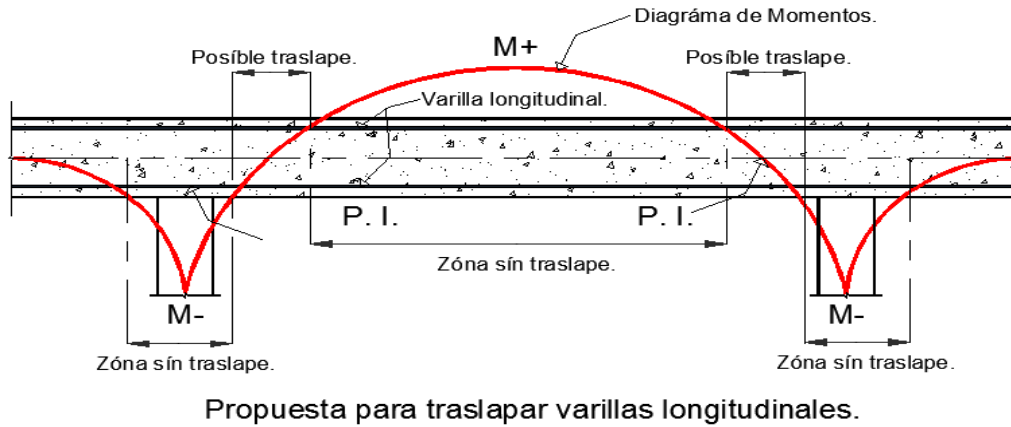


Figura 25.- Propuesta para traslapar acero longitudinal.

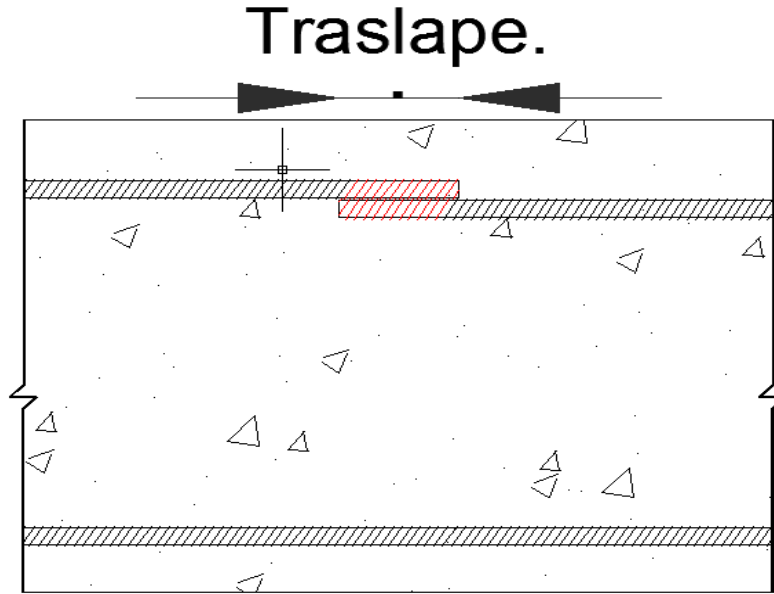


Figura 26.- Detalle de traslape en varillas longitudinales.

- Traslapes en varillas longitudinales en tensión con base a la sección 6.6.1.2 (NTC-2017-CDMX).

$$L_t \geq 1.33 L_d; (0.01Fy - 6)d_b \text{ ----- } (E - 038)$$

- Traslapes en varillas longitudinales en compresión con base a la sección 6.6.2 (NTC-2017-CDMX).

$$L_t \geq L_d; (0.01Fy - 10)d_b \text{ ----- } (E - 039)$$

- Separación entre barras de refuerzo (Figura 27).

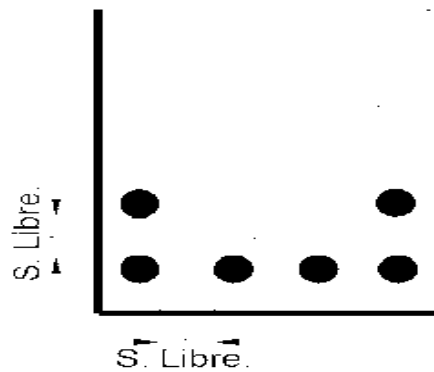


Figura 27.- Separación libre entre barras de refuerzo longitudinal.

La separación libre es igual a:

$$S.Libre \geq 1.5(TMA); W \text{ ----- } (E - 040)$$

donde:

TMA = tamaño máximo del agregado grueso.

W = diámetro del dispositivo para vibrar concreto. Generalmente va de 1.5"- 2".

Detallado del refuerzo longitudinal en las trabes tipo T-3.

Para realizar los cálculos nos apoyamos en el diseño de la Tabla 34 y en el diagrama de momentos correspondiente al sistema analizado en el software SAP2000 (Figura 28).

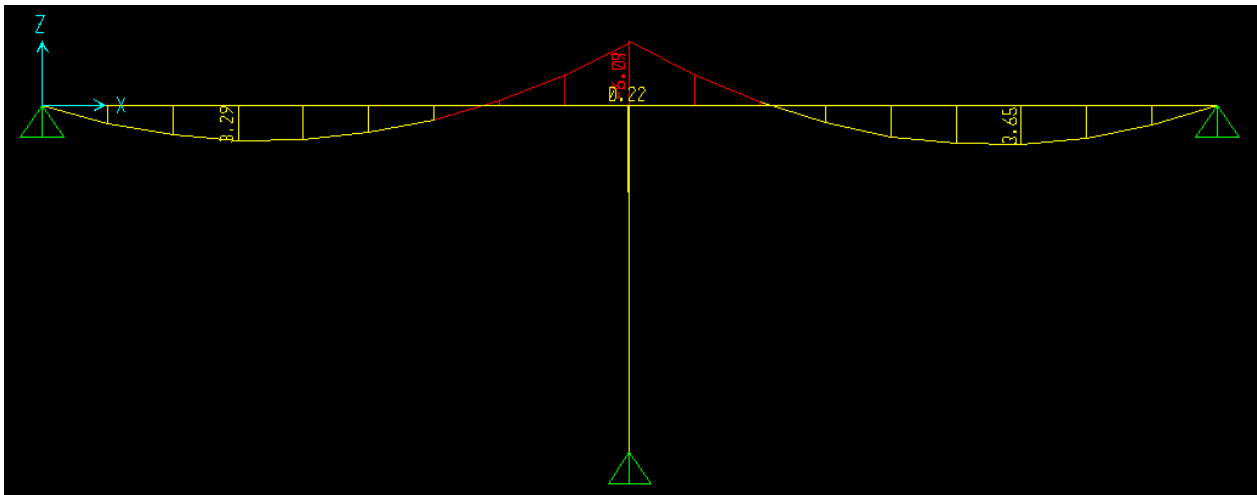


Figura 28.- Diagrama de momentos para traveses tipo T-3.

Los resultados del diseño estructural indican que se deben colocar 2 varillas corridas del #4 en ambos lechos, 1 bastón #6 en el lecho superior y 1 bastón #4 en el lecho inferior, por lo que se procede a realizar el cálculo de las longitudes de desarrollo y la longitud de traslape para ambos bastones en las dos zonas (compresión y tensión), así como también sus respectivos ganchos.

Como las dos varillas corridas del #4, se procede a calcular su momento resistente empleando la fórmula (E-015):

$$M_R = 0.9 * 2.534 * 4200 * 31.73 \left(1 - \frac{2.534 * 4200}{2 * 20 * 31.73 * 212.5} \right) = 291,933.231 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$= 2.92 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Con la ayuda del programa SAP2000 obtenemos las distancias a la cual las varillas longitudinales #4 pueden resistir el $M_R = 2.92 \text{ t} \cdot \text{m}$. Realizando este proceso encontramos las siguientes longitudes:

Lecho superior:

- ❖ 0 – 4.042 m, 0 – 4.920 m.

Para obtener la longitud del bastón realizamos la siguiente diferencia: $4.920 - 4.042 = 0.878 \approx 0.9 \text{ m}$.

Lecho inferior:

- ❖ 0 – 0.500 m; 0 – 2.220 m; 0 – 6.37 m; 0 – 7.940 m.

- ❖ Para obtener la longitud de los bastones realizamos las siguientes diferencias:

Para el bastón de la trabe T-100 = $2.220 - 0.500 = 1.77 \text{ m}$.

Para el bastón de la trabe T-101 = $7.940 - 6.370 = 1.57 \text{ m} \approx 1.6 \text{ m}$.

A las longitudes determinadas en el paso anterior se les tendrán que aumentar sus respectivas longitudes de desarrollo.

Por lo tanto, se procede calcular la longitud de desarrollo para los dos tipos de bastones:

- ❖ Longitud de desarrollo para varilla #6 como barra recta en tensión:

Para comprender mejor los cálculos nos apoyaremos en la Figura 29.

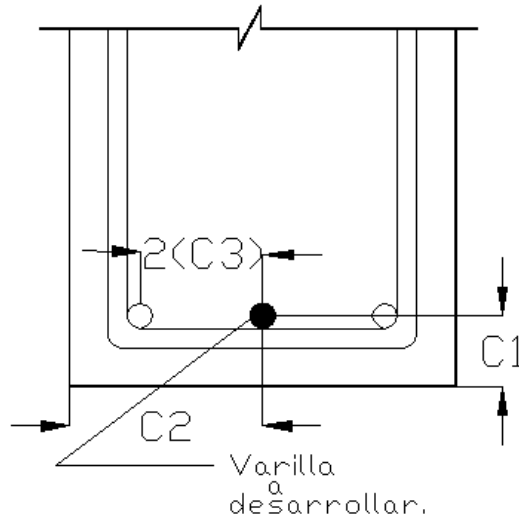


Figura 29.- Sección transversal para la para la obtención de las constantes C.

❖ Cálculo de C:

$$C1 = 2 + \frac{1.91}{2} = 2.96 \text{ cm}$$

$$C2 = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$C3 = \frac{10 - 3.28}{2} = 3.36 \text{ cm}$$

por lo tanto, rige $C1 = 2.96 \text{ cm}$, por ser el menor valor.

❖ Cálculo de L_{db} con la ecuación E-034:

$$L_{db} = \frac{2.865(4200)}{3(2.96)\sqrt{250}} = 85.7 \text{ cm} \geq 0.11 \frac{1.91(4200)}{\sqrt{250}} = 55.81 \text{ cm}$$

Por lo tanto, rige 85.7 cm , por ser la mayor longitud.

❖ Cálculo de L_d con la ecuación E-033.

$\delta e = 1$ varilla sin recubrimiento.

$\delta t = 1.3$ más de 30 cm de concreto colado por debajo de la varilla.

$\delta s = 0.8$ varilla #6.

$$L_d = 1 * 1.3 * 0.8 * 85.7 = 89.128 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva en la obra se propone una longitud de desarrollo de 90 cm para varilla #6.

- El cálculo de la longitud de desarrollo como barra recta a compresión se omite ya que la varilla estará únicamente colocada en la zona de tensión, así como también se omite el cálculo de los ganchos por motivo de que el bastón se sitúa, aproximadamente, a la mitad de la longitud total del sistema hiperestático en cuestión.
- Para la obtención de la longitud de desarrollo del bastón con varilla #4 se opera de la misma forma que para el bastón de la varilla #6. Realizando los cálculos se obtienen los siguientes resultados:

$$C1 = 3.28 \text{ cm}$$

$$C2 = 10 \text{ cm}$$

$$C3 = 3.36 \text{ cm}$$

$$L_{db} = 37.11 \text{ cm}$$

$$L_d = 37.11 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva, se propone una longitud de desarrollo de 40 cm.

Cálculo de la longitud de desarrollo de la varilla #4 para la zona de compresión empleando la fórmula E-037:

$$L_{dc} \geq 0.6(37.11) = 22.23 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se proponen 25 cm.

- ❖ Obtención de la longitud de traslape para varillas longitudinales #4 en la zona de tensión.

Para el cálculo emplearemos la ecuación E- 038:

$$L_t \geq 1.33 (37.11) = 49.36 \text{ cm}; (0.01 * 4200 - 6)(1.27) = 45.72 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se propone 50 cm para traslapes en la zona de tensión.

- Traslapes en varillas longitudinales #4 en la zona de compresión empleando la fórmula E-039.

$$L_t \geq 22.23; (0.01 * 4200 - 10)(1.27) = 40.64 \text{ cm}.$$

Proponemos una longitud de 41 cm.

- Longitud de desarrollo para barras #4 con gancho en tensión empleando las fórmulas E-036 y E-035, respectivamente:

$$L_{db}^* = \frac{0.076(1.27)(4200)}{\sqrt{250}} = 25.64 \text{ cm}.$$

$\delta e = 1$ – sin cubierta.

$\delta t = 1$ – caso conservador.

$$L_d^* \geq 15 \text{ cm}; 8(1.27) = 10.16 \text{ cm}; 1 * 1 * 25.64 = 25.64 \text{ cm}.$$

De los resultados anteriores, se propone usar una longitud de desarrollo de 26 cm, por lo que la columna tendrá un ancho mayor a 26 cm, entonces se propone un ancho de 30 cm.

Usando ganchos a 90°, la longitud queda definida como $12d_b$ (Figura 24), obteniéndose como resultado lo siguiente:

Longitud de gancho = $12(1.27) = 15.24$ cm; se propone de 16 cm.

Cabe destacar que el cálculo de todo el detallado del refuerzo para trabes se verá reflejado a detalle en los planos estructurales, los cuales se presentarán en su respectivo apartado.

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS.

Las columnas son elementos estructurales verticales, pueden ser de geometría prismática o no prismática, en casas habitación es muy común la construcción de columnas prismáticas y pueden tomar una forma rectangular o circular; las cuales soportan principalmente cargas axiales de compresión, aunque son muy pocos los casos donde solamente se tienen efectos de carga axial sin la presencia de momento flexionante, por lo que en la mayoría de los casos se tienen columnas trabajando a flexocompresión. Para el desarrollo de esta tesina, se decidió trabajar con columnas rectangulares modeladas con el software de computadora CSICOL2017.

Diseño de la columna 01. Primero se define el código de diseño a utilizar, en el caso presente se utiliza el ACI 318-05 en cm, debido a que es la norma más similar al código

mexicano, la pantalla que muestra el programa se reproduce en la Figura 30.

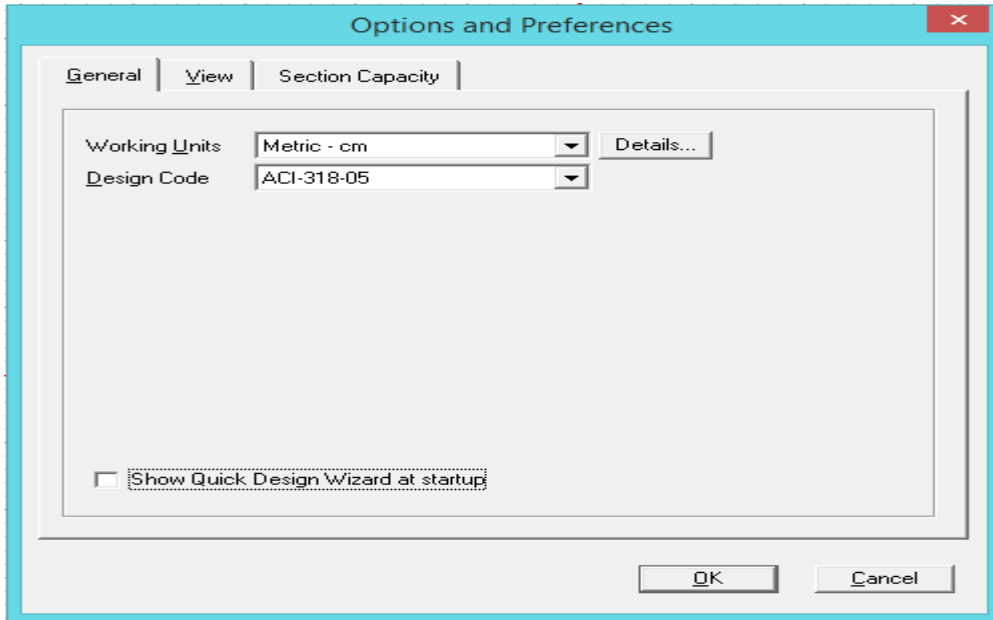


Figura 30.- Captura del programa SCI COL 2017, paso 1.

- En el segundo paso se asignan las propiedades de los materiales a utilizar como se muestra en la Figura 31:

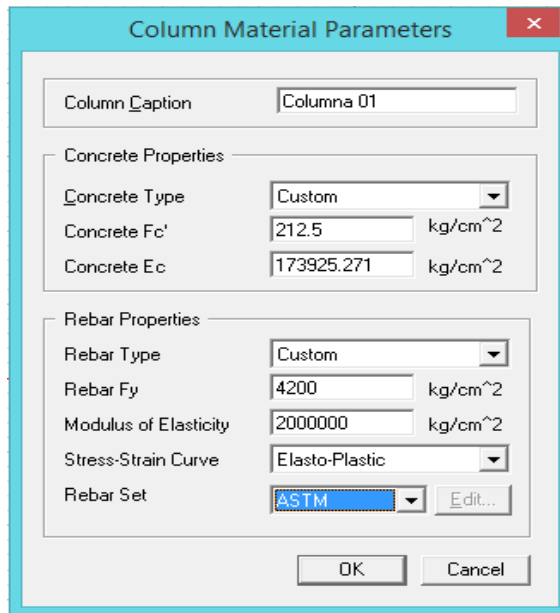


Figura 31.-Paso 2: Captura del programa SCI COL 2017

- Se define el espesor de recubrimiento, este se estima mediante la fórmula E-041:

$$rec = 2cm + dv \text{ ----- (E - 041)}$$

Proponiéndose estribos cerrados del #3, esto se captura en la pantalla del programa que se muestra en la Figura 32.

$$dv = \frac{3''}{8} (2.54) = 0.953cm.$$

$$rec = 2 + 0.953 = 2.953 \approx 3cm$$

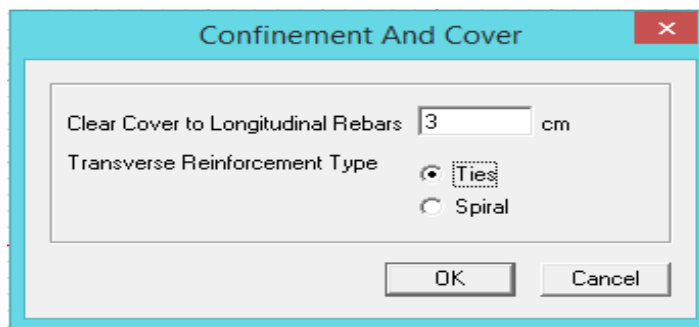


Figura 32.- Paso 3: captura del programa SCI COL 2017.

- Se propone y definen las dimensiones de la columna y el arreglo de las varillas, para ello se considera la geometría de la/las trabe(s) a soportar, de acuerdo con los resultados reportados en la Tabla 34, la base de la trabe es de 25cm. Por lo tanto, se propone usar una columna rectangular con dimensiones 25cm X 30cm (B X H), lo cual se define en la ventana del programa correspondiente a la Figura 33.

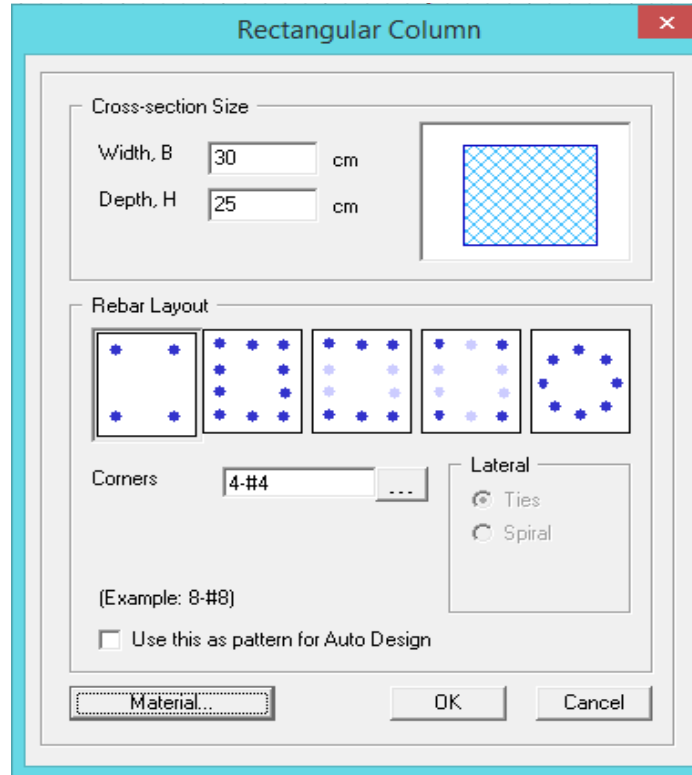


Figura 33.- Paso 4: captura del programa SCI COL 2017.

- Se deben considerar los efectos de esbeltez mediante un análisis elástico e inercias de vigas reducidas al 50%, para con base en esta información estimar los elementos que dan soporte a la columna en ambos de sus extremos, a partir de esta información se estima el factor de longitud efectiva de la columna (K).
- Como datos adicionales tenemos que conocer la siguiente información:
 - Sección de las vigas:

La trabe T-100 y la T-101 están dentro del grupo de trabes T-3 por lo que su sección es igual, 20cm X 35cm. La trabe T-119 se localiza dentro del grupo T-4 entonces su sección transversal es 25cm X 35cm.
 - Longitud del claro izquierdo y derecho en el eje X y Y.

En la Figura 34 se puede observar la longitud de las vigas que se apoyan en la columna.

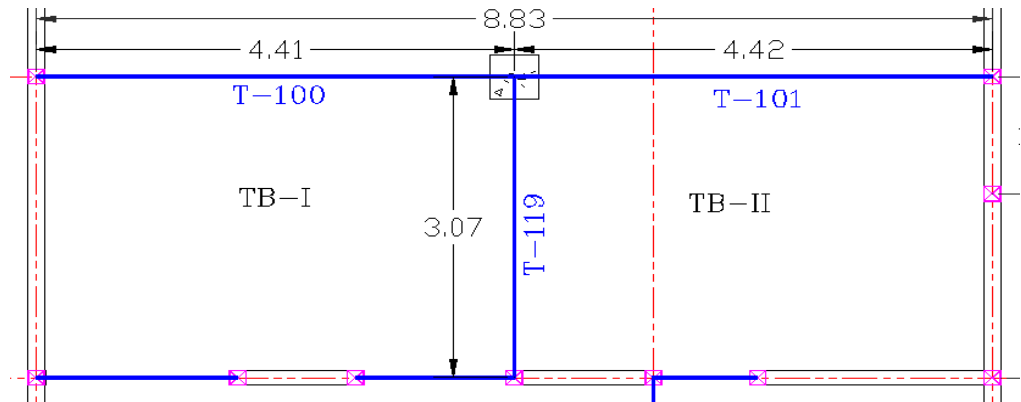


Figura 34.- Fragmento del plano de estructuración donde se encuentra la columna 01.

- Altura de entrepiso = 2.60 m.
 - Columna soportada por zapatas corridas.
- Una vez ingresados los datos requeridos por el programa, se obtienen los resultados resumidos en las Figuras 35 y 36.

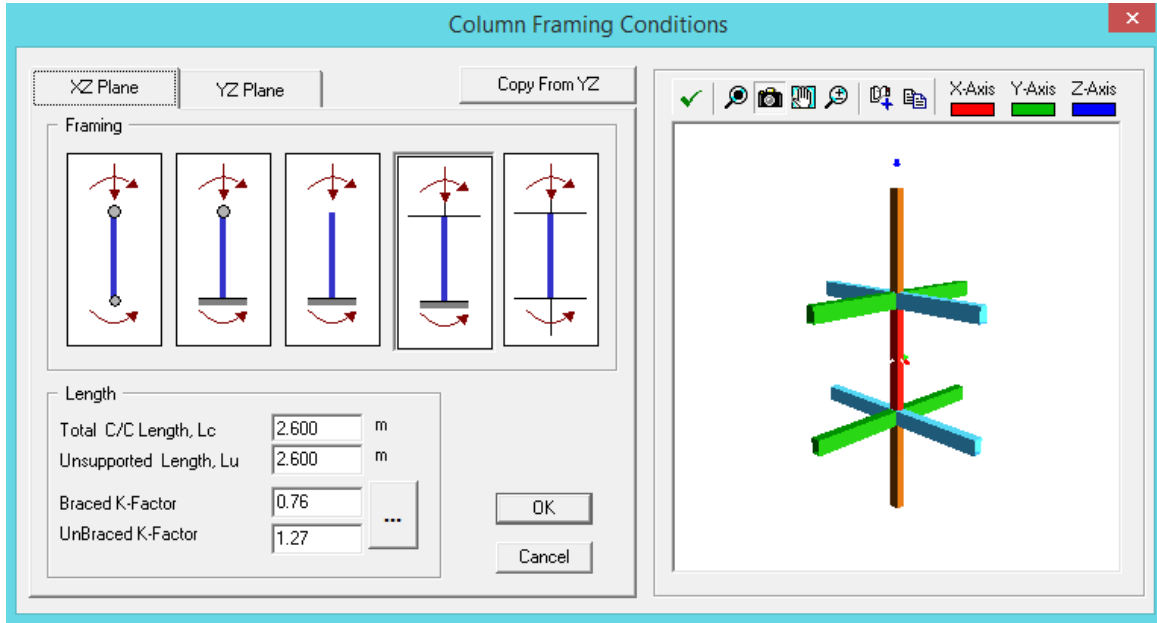


Figura 35.- Captura del programa SCI COL 2017. Cálculo de K en XZ.

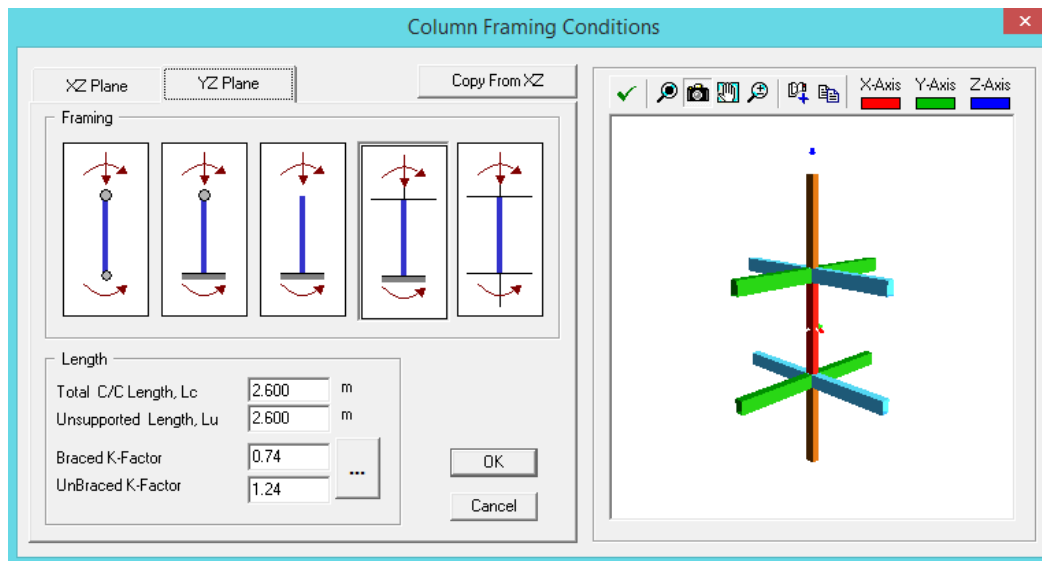


Figura 36.- Captura del programa SCI COL 2017. Cálculo de K en YZ.

- En el siguiente paso, se procede a la asignación de cargas actuantes, esto mediante la ventana “Column loads”, como se muestra en las Figuras 37 y 38, los datos necesarios se obtienen del análisis estructural desarrollado en SAP2000. Para este caso los elementos mecánicos son:

- $PU = 21.848 \text{ ton}$; $MU3 = 0.22 \text{ t-m}$; $MU2 = 0.321 \text{ t-m}$; $cm = 13.12 \text{ t}$.

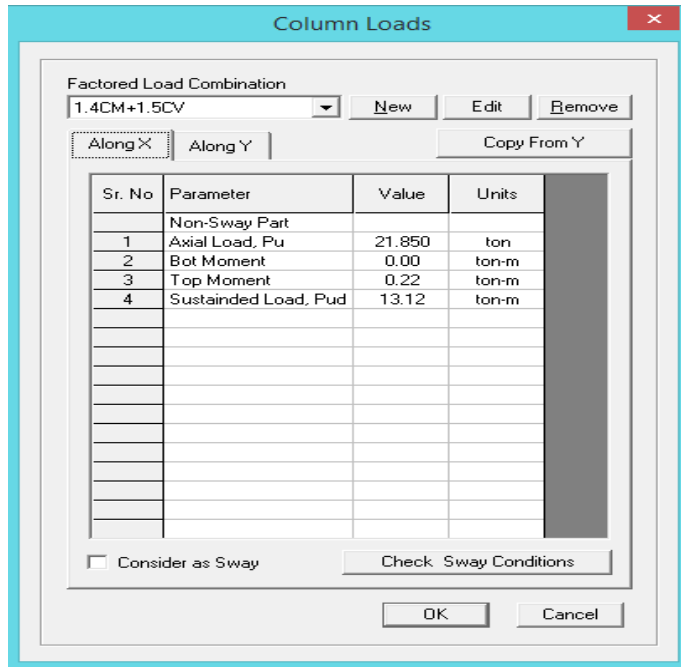


Figura 37.- Captura del programa SCI COL 2017: Asignación de cargas en X.

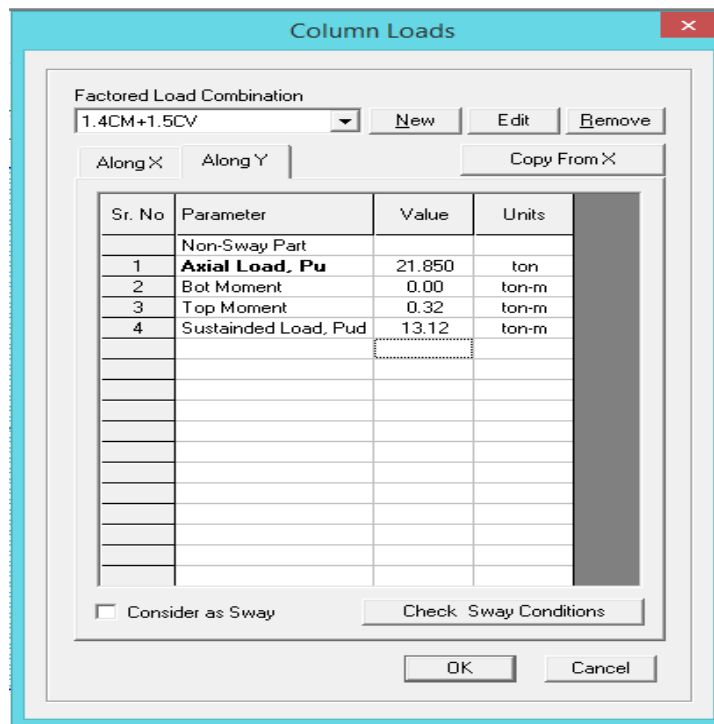


Figura 38.- Captura del programa SCI COL 2017: Asignación de cargas en Y.

- Cálculo de la capacidad resistente de la columna.

La Figura 39 resume los resultados del proceso de diseño estimados con el programa SCI Col (2017). Se observa en los resultados de esta figura que la resistencia de la columna está trabajando al 27%, además, presenta una nota de la columna “Remarks – ok”, lo cual nos indica que la columna es resistente a las cargas actuantes. Para cerciorarnos que los resultados son correctos, se utiliza el diagrama de interacción de la sección transversal propuesta, Figura 40, con lo cual se verifica la resistencia de la columna.

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	1.4CM+1.5CV	21.850	0.50	0.53	0.73	46.8	N/A	N/A	0.27	320.8	14.99	4	OK

Figura 39.- Captura del programa SCI COL 2017. Resultados.

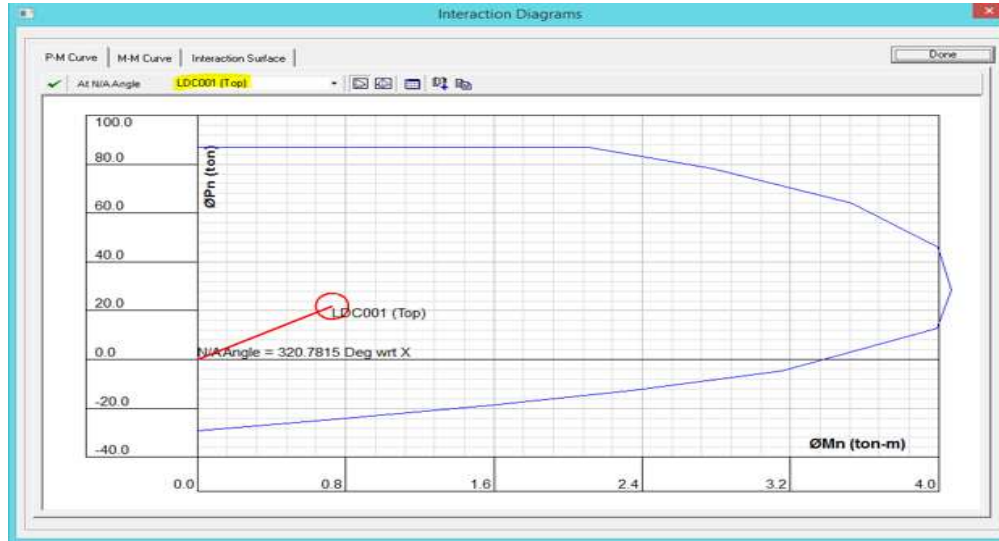


Figura 40.- Captura del programa SCI COL 2017. Diagrama de interacción.

- El diseño propuesto se acepta sí y sólo si se cumplen los criterios definidos en la sección 7.3 de las NTC-2017-CDMX.

- $P_U > \frac{A_g F'_c}{10}$ ----- (E - 042)

- $\frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} < 4$ ----- (E - 043)

- La dimensión transversal menor de la columna será $\geq 20 \text{ cm}$.
- El refuerzo longitudinal no será menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$.
- El número de barras longitudinales será de 4 en columnas rectangulares y 6 en circulares.
- Revisión de los parámetros anteriores:

$$P_U = 21.85 \text{ t} > \frac{A_g F'_c}{10} = \frac{25 * 30 * 250}{10} = 18750 \text{ kg} = 18.75 \text{ t} \therefore \text{cumple.}$$

$$\frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \therefore \text{cumple.}$$

$$0.01A_g = 0.01(25 * 30) = 7.5 \text{ cm}^2 < \text{Area de 6 vrillas \#4} = 1.27 * 6 = 7.62 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{cumple.}$$

Con base en el análisis de los resultados obtenidos, se concluye que la sección transversal y el armado propuestos satisfacen las condiciones del diseño de la Columna 01, por lo tanto, se acepta la sección propuesta.

Siguiendo el procedimiento antes descrito, se desarrolló el diseño estructural de la Columna 02, llegándose a un resultado similar, por facilidad de construcción en la obra se propone entonces la misma geometría y armado que el obtenido para la Columna 01.

Cálculo del refuerzo transversal.

- La resistencia a cortante de las columnas se define en la sección 5.3.3.1c. a) de las NTC-2017-CDMX, las expresiones propuestas son:

$$P_U < F_R (0.7 F' C A_g + 2000 A_s) \text{ ----- (E - 044)}$$

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R b d \sqrt{f'c} (0.2 + 20p) \left(1 + 0.007 \frac{P_U}{A_g} \right) \text{ ----- (E - 045)}$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = F_R b d 0.5 \sqrt{f'c} \left(1 + 0.007 \frac{P_U}{A_g} \right) \text{ ----- (E - 046)}$$

$$P = \frac{A_s}{A_g} \text{ ----- (E - 047)}$$

De acuerdo a la sección 5.3.4 de las NTC-2017-CDMX, se limita la fuerza cortante de diseño de acuerdo con los parámetros establecidos en la Tabla 36 y con el valor definido con la ecuación (E-048).

$$V_U < 2 F_R b d \sqrt{f'c} \text{-----} (E - 048)$$

Tabla 36. Requisitos a cumplir en la separación de estribos de la columna.

Columna de primer nivel					
Zona de confinamiento	b máx.		Separación de Estribos		
	Superior	m		Ss	b mín./4
H/6		m		6db	cm
600 mm		0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		0.70 m	Sc	850 db/√fy	cm
				48Ø estribo	cm
				b mín./2	cm
Inferior	L/2	1.30 m	Si	b mín./4	cm

Para el cálculo del refuerzo transversal se programaron las expresiones que se indican en el código y se presenta como herramienta de cálculo una hoja de cálculo desarrollada en Excel para facilitar este proceso en Apéndice B: “Cálculo del refuerzo transversal”. Se desarrolla esta herramienta con el objetivo de agilizar los cálculos.

Las Tablas 37 a 39 resumen los resultados obtenidos del diseño estructural de las columnas estimado mediante la hoja de cálculo desarrollada en Excel.

Tabla 37. Hoja de cálculo para estimar el acero transversal en columnas.

DETERMINACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSALE EN COLUMNAS			
Cálculo de constantes y parámetros.			
Pu =	21.85 Ton	f'c =	250.00 kg/cm ²
Vu =	0.08 Ton	As =	7.62 cm ²
		Ag =	750.00 cm ²
r libre =	2.00 cm	Estribos	3
H =	2.60 m	Ø =	0.95 cm
Fy =	4200 kg/cm ²	A est =	0.71 cm ²
FR	0.75	#Varilla:	4
f" c =	213 kg/cm ²	Ø =	1.27 cm
		A varilla:	1.27 cm ²
		r =	3.59 cm

SECCIÓN

25 cm

30 cm

x

Tabla 37 (cont.). - Hoja de cálculo para estimar el acero transversal en columnas.

varillas en la sección		6
$V_u < 2F_Rbd\sqrt{f'_c}$		$P_u > A_g f'_c / 10$
$V_u < 17.70 \text{ Ton}$	Ok	$P_u > 18.75 \text{ Ton}$ Ok

Tabla 38. Separación de estribos con respecto a la zona de confinamiento de la columna.

Columna de primer nivel					
	Zona de confinamiento			Separación de Estribos	
	Superior	b máx	0.30 m	Ss	bmin/4
H/6		0.43 m	6db		25.00 cm
600 mm		0.60 m	100 mm		10.00 cm
Central		0.70 m	Sc	850 db/ $\sqrt{f_y}$	16.66 cm
				48Ø estribo	45.60 cm
				b mín/2	12.50 cm
Inferior	L/2	1.30 m	Si	bmin/4	6.25 cm

Tabla 39. Revisión de la separación de estribos en la zona donde se presenta el cortante último.

REVISIÓN DEL CORTANTE			
$V_u =$	0.08 Ton		
$F_r =$	0.75		
$P_u =$	109.87 T	Ok	
$\rho =$	0.010		
VCR =	3.07 Ton		
VCR =	3.70 Ton	Factor =	1.2039333
VSR =	-3.61 Ton		
S =	-26.50 cm	Fyh =	4200 kg/cm ²
		Ash =	1.42

En la Tabla 39 se observa una separación negativa, esto es debido a que el cortante último es muy pequeño, es decir, en la columna el cortante es casi nulo, por lo que las NTC-2017-CDMX nos limitan

a utilizar las separaciones definidas la Tabla 38, por lo tanto, el armado del refuerzo transversal queda definido como se indica en la Figura 41:

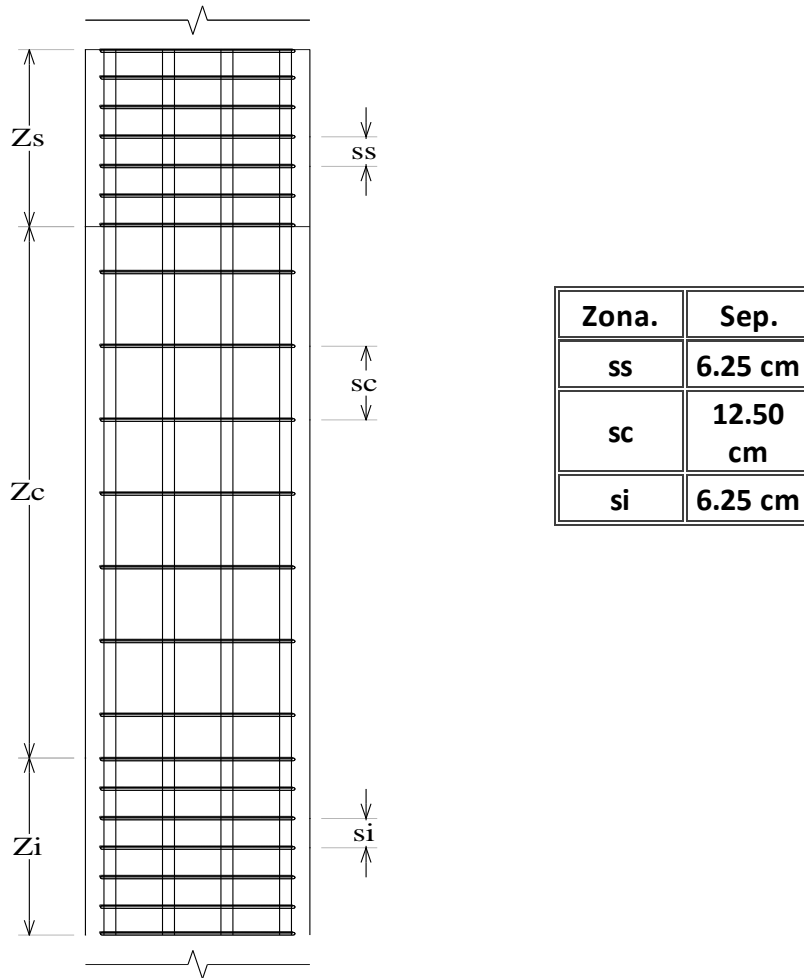


Figura 41.- Configuración del armado del acero transversal, estribos, en la zona de confinamiento.

Para el cálculo de la longitud de traslape en varillas longitudinales se utilizan las ecuaciones (E-033), (E-034) y (E-038), así como también la Figura 29, realizando operaciones se obtienen los siguientes resultados:

Datos:

Sección rectangular de 25cm x 30cm.

6 varillas long. #4 distribuidas perimetralmente, $d_v = 1.27\text{cm}$.

rec libre = 2cm

Estribos del #3, $d_v = 0.953\text{cm}$.

- Cálculo de C mínima. Se procede a evaluar las dos direcciones de la sección transversal:

$$C1 = 2 + 0.953 + \frac{1.27}{2} = 3.588\text{cm}$$

$$C2 = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

$$C3 = \frac{15 - 3.588}{2} = 5.706\text{cm}$$

$$C3 = \frac{25 - 2(3.588)}{2} = 8.912\text{cm}$$

De los cálculos anteriores rige $C1 = 3.588\text{cm}$.

- Cálculo de L_{db} con la ecuación $E - 034$:

$$L_{db} = \frac{1.27(4200)}{3(3.588)\sqrt{250}} = 30.60\text{cm} \geq 0.11 \frac{1.27(4200)}{\sqrt{250}} = 36.23\text{cm}$$

- Obtención de L_d empleando la ecuación $E - 033$:

$$L_d = 1 * 1 * 1 * 36.23 = 36.23\text{cm}$$

- Cálculo de la longitud de traslape empleando la expresión $E - 038$:

$$L_t \geq 1.33 (36.23) = 48.19\text{cm} ; (0.01(4200) - 6)(1.27) = 45.72\text{cm}$$

Del cálculo anterior se propone una longitud de traslape $L_t = 50\text{cm}$ en varillas longitudinales por facilidad constructiva. La zona en la cual son permitidos los traslapes están ilustrados en la Figura 42:

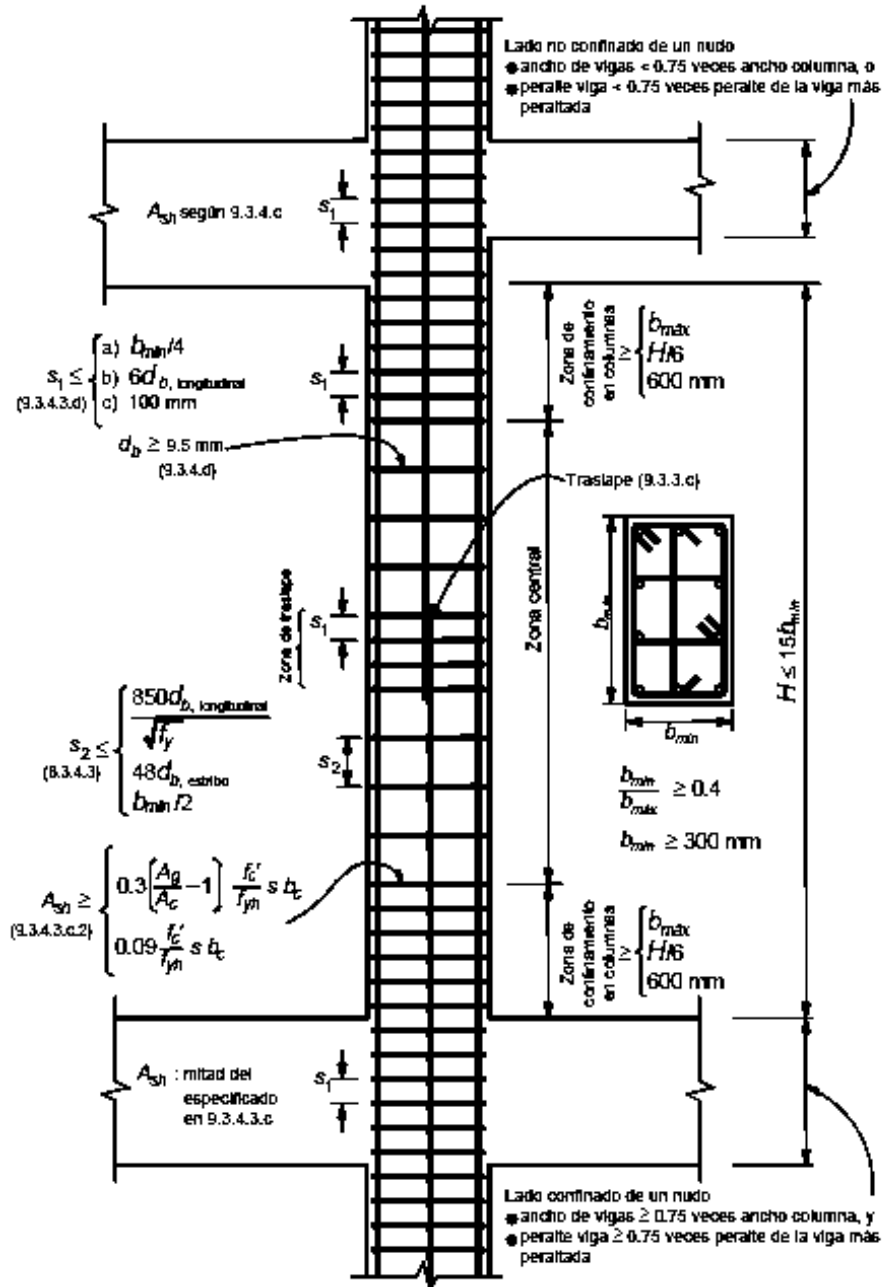


Figura 42.- Detallado del refuerzo en columnas a flexocompresión (NTC-2017-CDMX).

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA.

Los muros son elementos verticales similares a las columnas, trabajan principalmente a compresión; sin embargo, en algunos casos pueden experimentar efectos de flexión y de cortante. Para el diseño de los muros de mampostería del proyecto a desarrollar en el presente trabajo, se emplean las recomendaciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias de la ciudad de México (2017), lo cual se combina con los requisitos establecidos en la normativa de construcción vigente del Estado de Chiapas, México. Se considera que el muro de carga cumple con la condición: $\frac{H}{t} \leq 25$, estipulada en las NTC-2017-CDMX. 5.1.4 Mampostería.

La combinación de carga a utilizar para el diseño de muros de carga es:

$$P_u = 1.4P_{cm} + 1.5P_{cv}$$

Descarga de traveses a muros.

La descarga de traveses a muros se realizó tomando en cuenta una distribución de cargas a 45° a partir del punto de apoyo de la trabe con el muro, para lo cual se procedió de la siguiente forma: primero se dibujan líneas centro a centro de cada muro correspondientes a la influencia de carga que tiene la trabe que descarga en estos, en seguida se rotan, si es lo que aplica, después se crea una serie de rectángulos con altura “H” correspondiente al entrepiso a analizar (H = 2.95 m), a continuación, se prolonga una línea a 45° hasta donde se intercepte con las líneas del rectángulo creado previamente, como se muestra en la Figura 43; en el siguiente paso se acotan las líneas divisorias de cada muro y se estiman las relaciones de distancia correspondientes.

Datos:

Altura de entrepiso: $H = 2.70 \text{ m}$.

Reacción de la trabe: $R2 = 0.552 \text{ t}$.

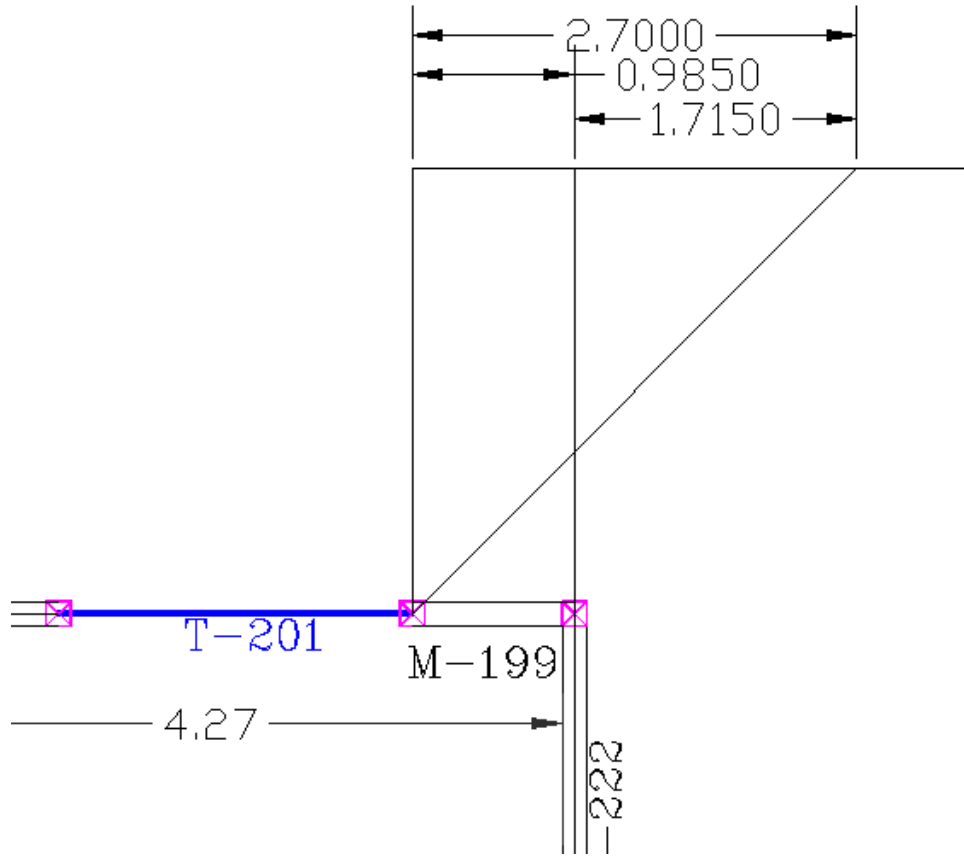


Figura 43.- Influencia de travesaños en muros.

$$Pr1 = \frac{0.985 \text{ m}}{2.7 \text{ m}} = 0.36$$

$$Pr2 = \frac{1.715 \text{ m}}{2.7 \text{ m}} = 0.64$$

$$Pr1 + Pr2 = 1 \text{ : ok.}$$

Las cargas equivalentes que actúan en cada muro se obtienen multiplicando su proporción, de acuerdo con:

$$W_{muro1} = Pr1 \times R2 = 0.36 \times 0.552 t = 0.20 t$$

$$W_{muro2} = Pr2 \times R2 = 0.64 \times 0.552 t = 0.35 t$$

$$Comprobación = W_{muro1} + W_{muro2} = R2 = 0.552 t : ok$$

El procedimiento se aplica a cada una de las reacciones de las vigas a descargar sobre muros; además, se repite la metodología para obtener las reacciones en W_{cv} y W_{cva} , variando únicamente las cargas que apliquen, respectivamente, a cada caso. Para descargar el peso de todos los tableros de losa a trabes y muros se procede análogamente, lo cual es un proceso repetitivo.

Cálculo del factor de esbeltez (F_e).

Los muros se subdividen en tres casos:

1) Muros interiores, Figura 44.

$$\frac{\Delta1}{\Delta2} \leq 1.5 \text{ ----- (E - 049)}$$

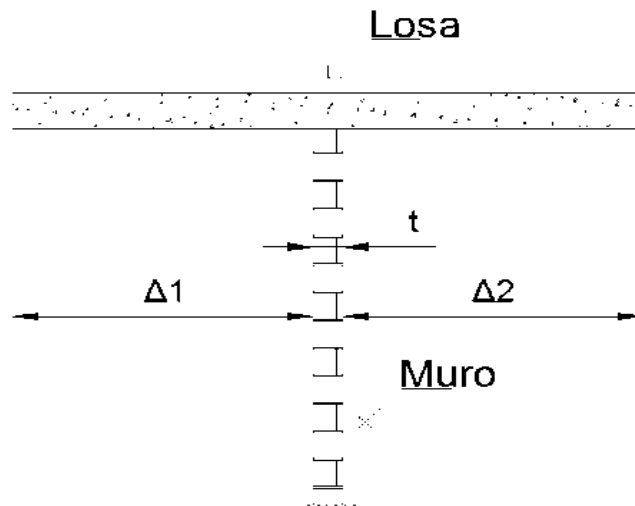


Figura 44.- Detalle de muro interior.

2) Muros Exteriores, Figura 45.

$$\frac{\Delta_1}{\Delta_2} > 1.5 \text{ ----- (E - 050)}$$

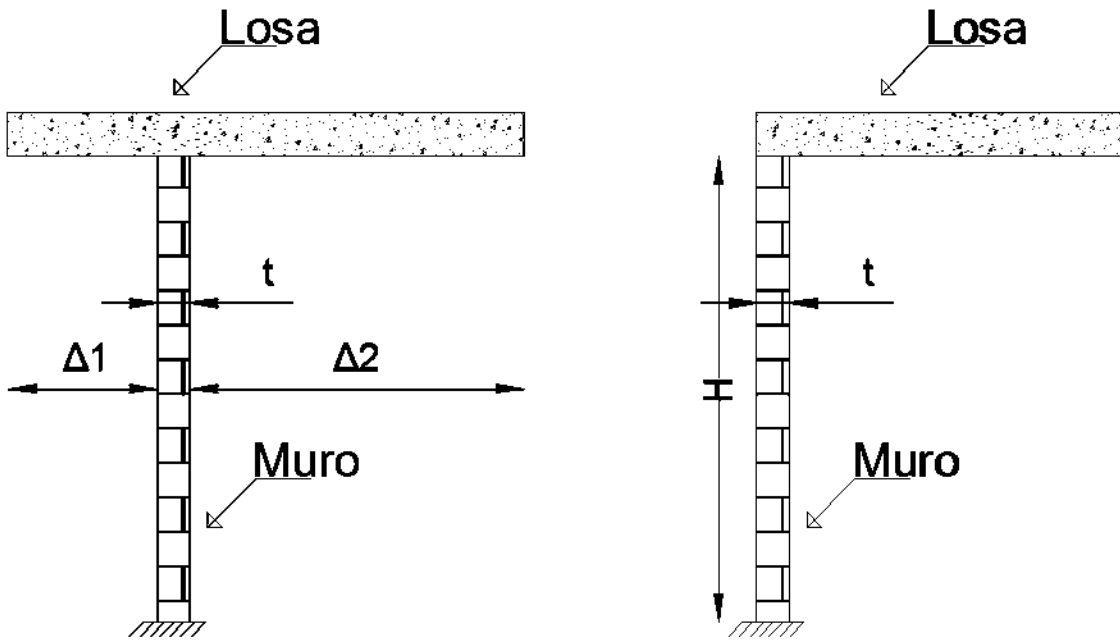


Figura 45.- Detalle de muro exterior.

3) Muros con extremo superior libre (Bardas), Figura 46.

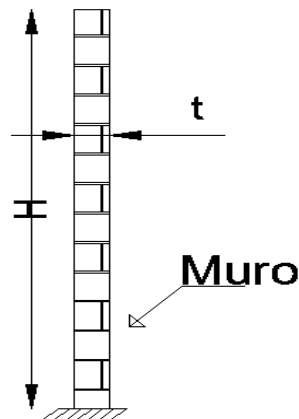


Figura 46.- Detalle de muro con extremo superior libre.

Asignación de factores F_e , fijos.

Estos factores son válidos si se cumple la condición de muro de carga y de excentricidad de carga.

$F_e = 0.7$ en muros interiores.

$F_e = 0.6$ en muros exteriores.

Excentricidad de carga: $e' \leq \frac{t}{6}$, sí y sólo si la losa está apoyada completamente sobre el muro.

Factor de esbeltez para muros en general (sección 3.2.2.3. b de las NTC-2017-CDMX):

$$F_e = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]; \quad e' = ec + \frac{t}{24}; \quad ec = \frac{t}{6} \quad \text{--- (E - 051)}$$

Sí la losa está apoyada completamente sobre el muro, entonces la ecuación se reduce a:

$$F_e = \frac{7}{12} \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad \text{--- (E - 052)}$$

donde k :

0.8 Para Muros Interiores

1.0 Para Muros Exteriores.

2.0 Para Bardas.

En casas habitación es muy común tener muros confinados, lo cual es deseable para lograr que estos tengan un buen comportamiento ante las fuerzas verticales y laterales actuantes. En la sección 5.1.1 de las NTC-2017-CDMX en su capítulo de Mampostería se presentan los requisitos generales para

que se pueda considerar a la mampostería confinada con dalas y castillos. Estos requisitos se reproducen en la Figura 47.

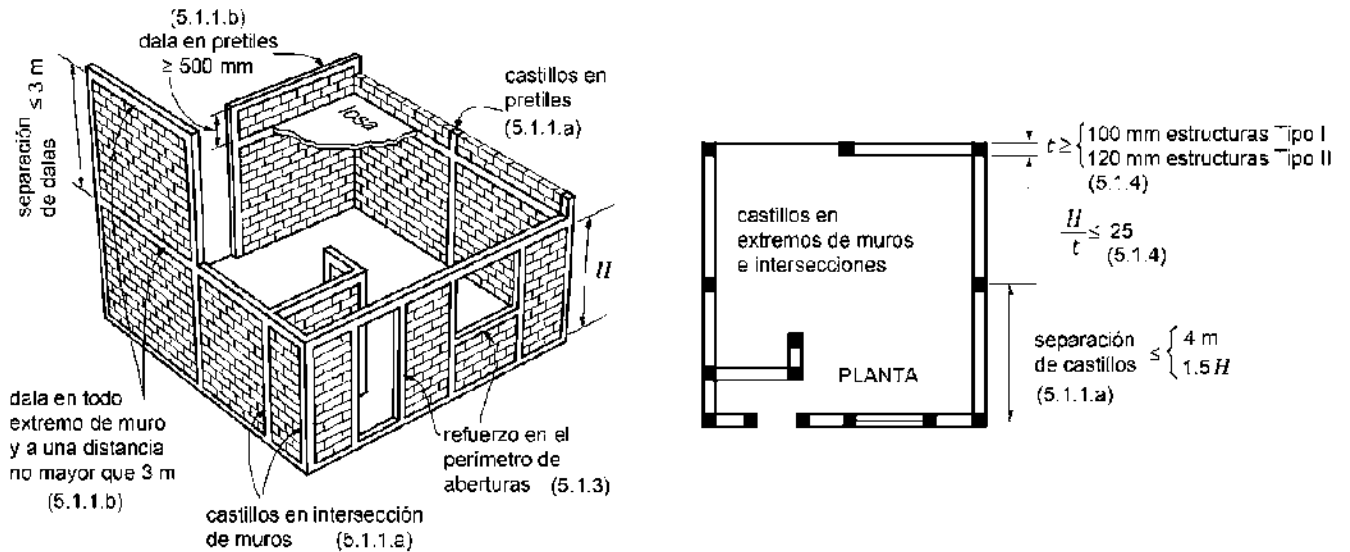


Figura 47.- Requisitos para mampostería confinada (NTC-2017-CDMX).

Diseño de castillos y dalas.

El As necesaria se define con la ecuación (E – 053):

- Castillo tipo K1, Figura 48:

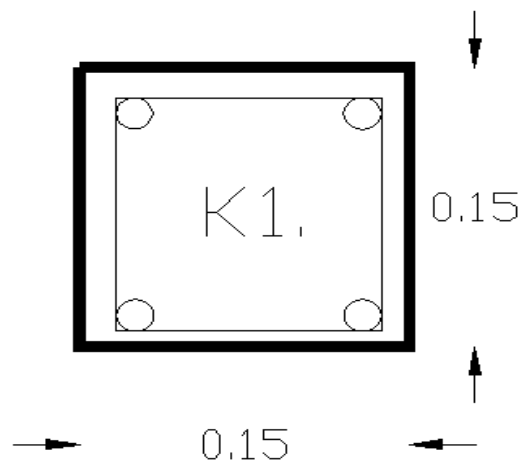


Figura 48.- Detalle de castillo tipo K1.

Se propone usar varillas longitudinales #3 y estribos del #2 con las siguientes propiedades de los materiales:

$$f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_0 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$As = 4(0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$As \geq 0.2 \frac{f'c}{fy} bchc \text{ ----- (E - 053)}$$

$$As = 2.84 \text{ cm}^2 \geq 0.2 \frac{150}{4200} (15 * 15) = 1.67 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, cumple la separación.

Para el cálculo del refuerzo transversal se utiliza la ecuación (E - 054):

Estribos #2

$$Fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$dv = 0.64 \text{ cm}$$

$$a_0 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$Asc = \text{número de ramas cortadas} * a_0$$

$$S \leq 20 \text{ cm}; 1.5t = 1.5(12) = 18 \text{ cm}$$

$$S = 18 \text{ cm}$$

$$A_{sc} \geq \frac{1\,000\,S}{F_y h c} \text{ ----- (E - 054)}$$

$$A_{sc} = 2(0.32) = 0.64 \text{ cm}^2 \geq \frac{1\,000\,S}{F_y h c} = \frac{1000(18)}{2530(15)} = 0.47 \text{ cm}^2$$

como $0.64 \text{ cm}^2 > 0.47 \text{ cm}^2$ entonces cumple la separación.

➤ Castillo tipo K2, Figura 49:

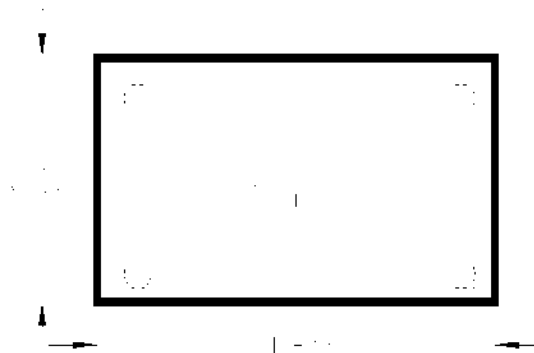


Figura 49.- Detalle de castillo tipo K2.

Se propone usar varillas longitudinales #3 y estribos del #2 con las siguientes propiedades de los materiales:

$$f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_0 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4(0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0.2 \frac{f'_c}{f_y} bchc$$

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2 \geq 0.2 \frac{150}{4200} (15 * 25) = 2.68 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, cumple.

Cálculo del refuerzo transversal:

Estribos #2

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$dv = 0.64 \text{ cm}$$

$$a_0 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = \text{número de ramas cortadas} * a_0$$

$$S \leq 20 \text{ cm}; 1.5t = 1.5(12) = 18 \text{ cm}$$

$$S = 18 \text{ cm}$$

$$A_{sc} \geq \frac{1000 S}{F_y hc}$$

$$A_{sc} = 2(0.32) = 0.64 \text{ cm}^2 \geq \frac{1000 S}{F_y hc} = \frac{1000(18)}{2530(25)} = 0.28 \text{ cm}^2$$

como $0.64 \text{ cm}^2 > 0.28 \text{ cm}^2$ por lo tanto cumple la separación.

➤ Castillo tipo K3, Figura 50:

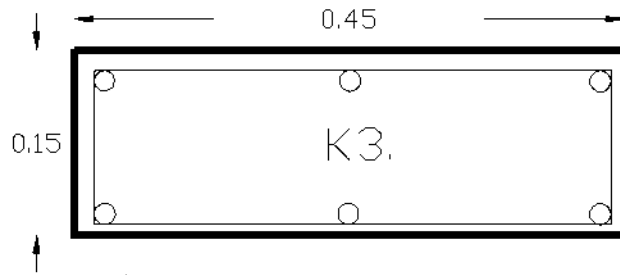


Figura 50.- Detalle de castillo tipo K3.

Se propone usar varillas longitudinales #3 y estribos del #2 con las siguientes propiedades de los materiales:

$$f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_0 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$As = 6(1.27) = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$As \geq 0.2 \frac{f'c}{fy} bchc$$

$$As = 7.62 \text{ cm}^2 \geq 0.2 \frac{150}{4200} (15 * 45) = 4.82 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, cumple.

Cálculo del refuerzo transversal:

Estribos #2

$$Fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$dv = 0.64 \text{ cm}$$

$$a_0 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = \text{número de ramas cortadas} * a_0$$

$$S \leq 20 \text{ cm}; 1.5t = 1.5(12) = 18 \text{ cm}$$

$$S = 18 \text{ cm}$$

$$A_{sc} \geq \frac{1000 S}{F_y h c}$$

$$A_{sc} = 2(0.32) = 0.64 \text{ cm}^2 \geq \frac{1000 S}{F_y h c} = \frac{1000(18)}{2530(25)} = 0.28 \text{ cm}^2$$

como $0.64 \text{ cm}^2 > 0.28 \text{ cm}^2$ por lo tanto cumple la separacion.

La Tabla 39 Resume el armado a implementar en cada castillo tipo:

Tabla 40.- Resumen de armado en castillos.

Tipo	K-1	K-2	K-3	fy (kg/cm2)
# Var. Long	3	3	3	4200
# Var. Trans.	2	2	2	2530
Sep. Trans. (cm)	18	18	18	-

- Dalas:

El diseño estructural de dalas está definido por las fórmulas E-053 y E-054

Dalas de cerramiento:

Se propone usar varillas longitudinales #3 y estribos del #2 con las siguientes propiedades de los materiales:

$$F'c = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_0 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$As = 4(0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$As \geq 0.2 \frac{f'c}{fy} bchc \text{ ----- (E - 053)}$$

$$As = 2.84 \text{ cm}^2 \geq 0.2 \frac{150}{4200} (12 * 20) = 1.71 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, cumple.

Para el cálculo del refuerzo transversal se utiliza la ecuación (E - 054):

Estribos #2

$$Fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$dv = 0.64 \text{ cm}$$

$$a_0 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$Asc = \text{número de ramas cortadas} * a_0$$

$$S \leq 20 \text{ cm}; 1.5t = 1.5(12) = 20 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

$$Asc \geq \frac{1\ 000\ S}{Fy\ hc} \text{ ----- (E - 054)}$$

$$A_{sc} = 2(0.32) = 0.64 \text{ cm}^2 \geq \frac{1\ 000\ S}{F_y\ h\ c} = \frac{1000(18)}{2530(12)} = 0.593\text{cm}^2$$

como $0.64 \text{ cm}^2 > 0.593 \text{ cm}^2$ entonces cumple la separación.

Como función de los resultados de este análisis, se suministrarán dalas en todos los cerramientos bajo muros con una sección transversal de 12x20 cm, armada con 4 varillas longitudinales del #3 y estribos del #2 @ 18cm.

Dalas de desplante:

Se propone usar varillas longitudinales #3 y estribos del #2 con las siguientes propiedades de los materiales:

$$F'c = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_0 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4(0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0.2 \frac{f'c}{f_y} b\ h\ c \text{ ----- (E - 053)}$$

$$A_s = 2.84\text{cm}^2 \geq 0.2 \frac{150}{4200} (19 * 20) = 2.71 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, cumple.

Para el cálculo del refuerzo transversal se utiliza la ecuación (E - 054):

Estribos #2

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_v = 0.64 \text{ cm}$$

$$a_0 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = \text{número de ramas cortadas} * a_0$$

$$S \leq 20 \text{ cm}; 1.5t = 1.5(12) = 20 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

$$A_{sc} \geq \frac{1000 S}{F_y h c} \text{ ----- (E - 054)}$$

$$A_{sc} = 2(0.32) = 0.64 \text{ cm}^2 \geq \frac{1000 S}{F_y h c} = \frac{1000(20)}{2530(19)} = 0.416 \text{ cm}^2$$

como $0.64 \text{ cm}^2 > 0.416 \text{ cm}^2$ entonces cumple la separación.

Con base en los resultados de este análisis, se suministrarán dalas en todos los cerramientos bajo muros con una sección transversal de 19x20 cm, armada con 4 varillas longitudinales del #3 y estribos del #2 @ 20cm.

Asignación de áreas de acero a muros.

Es necesario asignar un área de acero a cada muro reforzado para calcular su resistencia a compresión.

Para optimizar el proceso, se reparten los castillos en piezas, siguiendo la metodología que a continuación se describe: cómo se puede observar en la Figura 51, el muro M-196 está confinado por

dos castillos, de los cuales, la resistencia de uno se comparte con el muro M-212, por lo tanto, lo que le toca al muro M-196 es el 50% de la resistencia del castillo.

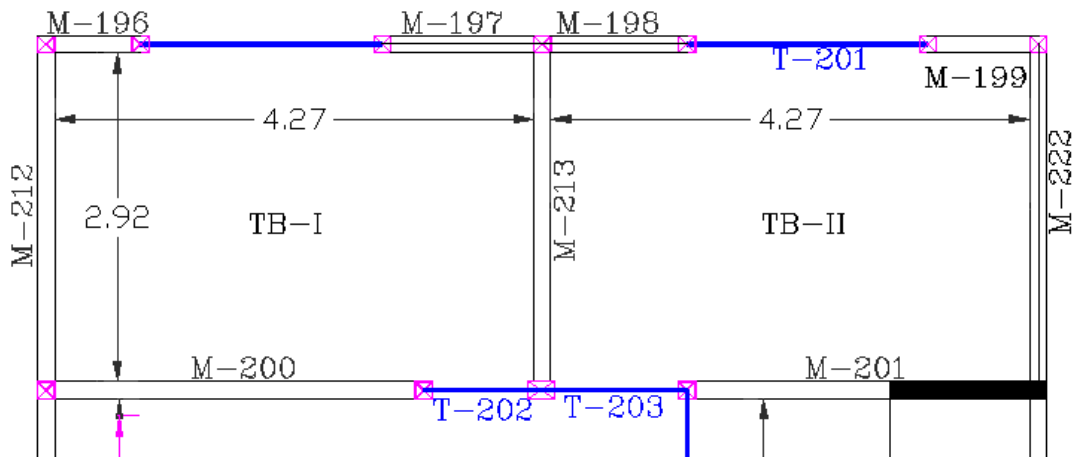


Figura 51.- Fragmento del plano de estructuración.

El área de acero “As” necesaria se calcula con la ecuación:

$$As.T.M = \#castillos * As.cast \text{ ----- (E - 055)}$$

donde:

$As.T.M = \text{Área de acero total en muros.}$

$As.cast = \text{Área de acero del castillo.}$

$$As.T.M - 196 = 1.5 * 2.84 = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$As.T.M - 197 = 1.33 * 2.84 = 3.78 \text{ cm}^2$$

$$As.T.M - 198 = 1.33 * 2.84 = 3.78 \text{ cm}^2$$

$$As.T.M - 199 = 1.5 * 2.84 = 4.26 \text{ cm}^2$$

Siguiendo el mismo criterio se calculan todas las A_s requeridas para cada uno de los muros.

Cálculo de la resistencia a compresión en los muros (PR).

- Para el caso de cargas gravitacionales se consideran los elementos mecánicos que se muestran en la Figura 52:

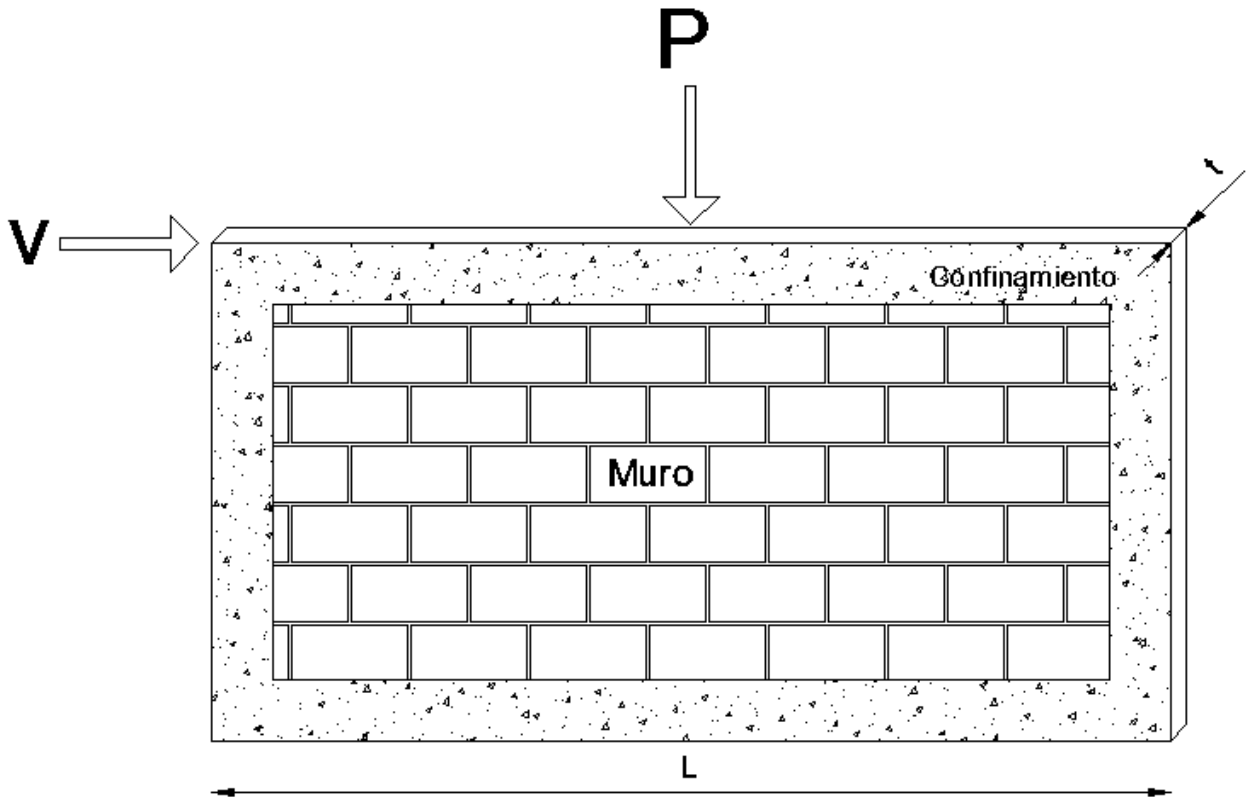


Figura 52.- Esquema de elementos mecánicos del muro de mampostería confinado.

Para el cálculo de la carga de compresión resistente PR, se emplea la expresión que se sugiere en la sección 5.3.1 de la NTC-2017:

$$PR = FR FE (f'm AT + \Sigma AsFy) \text{ ----- (E - 056)}$$

$$FR = 0.6$$

$$AT = \text{Área transversal} = t * L$$

$As = \text{Área de acero contenido en el muro}$

$$Fy = 4\,200 \frac{kg}{cm^2} \text{ para acero tradicional; } 6\,000 \frac{kg}{cm^2} \text{ para Armex electrosoldado.}$$

$$f'm = 15 \frac{kg}{cm^2}, \text{ para bloque de concreto, de acuerdo con la Tabla 2.8.4 de NTC - 2017.}$$

Para fines de este análisis se omitió el cálculo de la Tensión Diagonal (V).

- Para el caso de cargas accidentales (sismo o viento):

$$Pu = 0.9 Pcm$$

Realizando todos los cálculos correspondientes a cada muro, se obtienen los resultados que se reportan en las Tablas 40 a 42.

Tabla 41. Pre-análisis de cargas actuantes en muros.

Muro	Tipo	t m	Long. m	H m	A _T m ²
Planta Alta					
M-196	E	0.12	0.84	2.70	0.904
M-197	E	0.12	1.43	2.70	1.540
M-198	E	0.12	1.29	2.70	1.389
M-199	E	0.12	0.99	2.70	1.066
M-200	I	0.12	3.36	2.70	7.680
M-201	I	0.12	3.12	2.70	5.433
M-202	I	0.12	0.61	2.70	0.781
M-203	E	0.12	0.85	2.70	1.567
M-204	E	0.12	2.20	2.70	4.055
M-205	E	0.12	3.13	2.70	2.445
M-210	E	0.12	2.85	2.70	2.244
M-211	E	0.12	3.91	2.70	4.106
M-212	E	0.12	3.08	2.70	2.600
M-213	I	0.12	3.08	2.70	4.737
M-214	E	0.14	1.73	2.70	3.554

Tabla 40 (cont.). - Pre-análisis de cargas actuantes en muros.

M-215	E	0.14	1.15	2.70	2.060
M-216	E	0.12	0.84	2.70	0.847
M-217	B	0.12	0.99	2.70	0.000
M-218	E	0.12	1.32	2.70	0.998
M-219	E	0.12	1.23	2.70	0.422
M-220	E	0.12	1.32	2.70	0.000
M-221	E	0.12	5.04	2.70	4.820
M-222	E	0.12	3.08	2.70	0.547
Planta Baja					
M-100	E	0.12	8.98	2.60	0.000
M-103	E	0.14	1.09	2.60	2.492
M-104	E	0.14	1.29	2.60	2.949
M-105	I	0.14	2.17	2.60	3.866
M-106	I	0.12	0.52	2.60	1.224
M-107	E	0.12	1.98	2.60	2.357
M-108	E	0.12	1.15	2.60	0.986
M-109	E	0.14	1.98	2.60	1.788
M-110	E	0.14	2.80	2.60	5.114
M-111	E	0.14	1.98	2.60	1.129
M-112	E	0.12	1.15	2.60	0.417
M-120	E	0.12	1.80	2.60	0.940
M-121	E	0.14	2.85	2.60	2.244
M-122	E	0.14	3.91	2.60	4.115
M-123	E	0.14	3.08	2.60	2.595
M-124	E	0.12	3.58	2.60	0.000
M-126	I	0.14	1.93	2.60	3.688
M-127	I	0.12	0.79	2.60	1.028
M-128	E	0.14	0.76	2.60	0.792
M-129	E	0.12	1.04	2.60	0.543
M-130	E	0.14	1.31	2.60	0.873
M-131	E	0.12	1.15	2.60	0.331
M-132	E	0.12	2.46	2.60	0.000
M-133	E	0.14	3.91	2.60	3.963
M-134	E	0.14	1.88	2.60	2.505
M-136	E	0.12	3.58	2.60	0.000

La Tabla 40 resume el espesor (t) requerido en los muros de tabique, se resaltan de color gris aquellos muros donde es necesario un espesor mayor del muro propuesto para resistir las solicitaciones debidas a las cargas actuantes, ya que la capacidad del muro de 12 cm proporciona, en algunos casos, la

resistencia y capacidad a compresión necesaria. La revisión de la resistencia vs. la carga actuante de los muros se resume en la Tabla 42, donde en la columna “PU/PR”, columna No. 10, presenta la relación de la resistencia a que estarán trabajando. Es importante señalar, que ninguno de los muros debe rebasar el 100%, ya que este porcentaje corresponde al límite de la resistencia.

Tabla 42. Análisis de cargas vivas y muertas actuantes en muros.

Cargas Muertas					Cargas Vivas					
Losas Ton	P _{prop} Ton	Muro _{Sup} Ton	P _{Adic} Ton	R _{trabe} Ton	P _{CV-losa} Ton	P _{CVa-losa} Ton	P _{CV-mur} Ton	P _{CVa-mur} Ton	P _{CV-trab} Ton	P _{CVa-tra} Ton
0.443	0.820	-	-	0.480	0.090	0.063	-	-	0.083	0.058
0.753	1.397	-	-	0.648	0.154	0.108	-	-	0.112	0.078
0.680	1.260	-	-	0.347	0.139	0.097	-	-	0.060	0.042
0.522	0.967	-	-	0.241	0.107	0.075	-	-	0.039	0.027
3.758	3.282	-	-	0.520	0.768	0.538	-	-	0.090	0.060
2.659	3.047	-	-	1.997	0.543	0.380	-	-	0.344	0.237
0.382	0.596	-	-	0.311	0.078	0.055	-	-	0.054	0.038
0.767	0.830	-	-	0.405	0.157	0.110	-	-	0.070	0.049
1.984	2.149	-	-	1.369	0.406	0.284	-	-	0.236	0.165
1.197	3.057	-	-	0.124	0.245	0.171	-	-	0.021	0.015
1.098	2.784	0.285	-	2.942	0.224	0.157	-	-	0.508	0.355
2.009	3.819	0.391	-	1.942	0.411	0.287	-	-	0.335	0.235
1.272	3.008	0.308	-	0.191	0.260	0.182	-	-	0.033	0.023
2.318	3.008	-	-	2.237	0.474	0.332	-	-	0.390	0.272
1.739	1.690	-	-	3.421	0.355	0.249	-	-	0.590	0.413
1.008	1.123	-	-	2.914	0.206	0.144	-	-	0.503	0.352
0.415	0.820	-	-	0.629	0.085	0.059	-	-	0.109	0.076
0.000	0.967	-	-	0.093	0.000	0.000	-	-	0.016	0.011
0.488	1.289	-	-	0.508	0.100	0.070	-	-	0.088	0.061
0.207	1.196	0.123	-	0.061	0.042	0.030	-	-	0.010	0.007
0.000	1.292	-	-	0.070	0.000	0.000	-	-	0.012	0.008
2.358	4.925	0.504	-	0.150	0.482	0.337	-	-	0.026	0.018
0.268	3.008	0.308	1.629	0.447	0.055	0.038	-	-	0.077	0.054
0.000	8.446	-	-	-	0.000	0.000	-	-	-	-
0.997	1.025	2.452	-	4.416	0.424	0.224	0.278	0.194	0.936	0.544
1.180	1.213	-	-	8.603	0.501	0.265	-	-	1.753	1.031
1.546	2.038	5.350	1.629	1.610	0.657	0.348	0.616	0.429	0.283	0.173
0.489	0.489	-	-	1.098	0.208	0.110	-	-	0.776	0.428

Tabla 41 (cont.). -Análisis de cargas vivas y muertas actuantes en muros

0.943	1.862	-	-	1.008	0.401	0.212	-	-	0.463	0.331
0.394	1.082	-	-	0.048	0.168	0.089	-	-	0.008	0.073
0.715	1.862	1.289	-	3.189	0.304	0.161	0.132	0.092	0.577	0.468
2.046	2.636	2.002	-	1.700	0.869	0.460	0.227	0.159	0.350	0.200
0.451	1.862	2.769	-	0.622	0.192	0.102	0.168	0.136	0.146	0.118
0.167	1.082	1.608	-	0.092	0.071	0.038	0.098	0.079	0.028	0.031
0.376	1.688	-	-	0.769	0.160	0.085	-	-	0.267	0.141
0.898	2.681	7.109	-	0.620	0.382	0.202	0.732	0.513	0.763	0.405
1.646	3.678	8.161	-	1.841	0.700	0.370	0.746	0.522	0.943	0.520
1.038	2.892	4.779	-	2.882	0.441	0.234	0.293	0.205	0.539	0.318
0.000	3.362	-	-	1.315	0.000	0.000	-	-	0.240	0.140
1.475	1.811	6.849	-	0.960	0.627	0.332	0.946	0.662	0.455	0.258
0.411	0.741	-	-	0.841	0.175	0.092	-	-	0.164	0.095
0.317	0.715	1.864	-	0.842	0.135	0.071	0.193	0.135	0.164	0.095
0.217	0.973	1.060	-	0.414	0.092	0.049	0.016	0.011	0.084	0.048
0.349	1.232	2.286	-	1.086	0.148	0.079	0.187	0.131	0.206	0.228
0.132	1.082	1.586	-	0.361	0.056	0.030	0.053	0.037	0.097	0.111
0.000	2.314	1.362	-	0.210	0.000	0.000	0.012	0.008	0.052	0.060
1.585	3.678	7.937	-	-	0.674	0.357	0.508	0.356	-	-
1.002	1.768	5.660	-	1.195	0.426	0.225	0.080	0.056	0.232	0.135
0.000	3.362	-	-	1.195	0.000	0.000	-	-	0.215	0.125

Tabla 43. Análisis estructural de cargas en muros.

P _{CM} Ton	P _{Cv} Ton	P _{Cva} Ton	P _{u-acc} Ton	Revisión de Resistencia						
				P _u Ton	H/t	F _E	ΣAs cm ²	P _R Ton	Estado P _u / P _R	Castillos
1.743	0.173	0.121	1.568	2.700	22.50	0.26	4.26	5.055	53%	1.50
2.798	0.266	0.186	2.518	4.316	22.50	0.26	3.78	6.371	68%	1.33
2.286	0.199	0.139	2.058	3.499	22.50	0.26	3.78	5.985	58%	1.33
1.730	0.145	0.102	1.557	2.640	22.50	0.26	4.26	5.468	48%	1.50
7.560	0.858	0.598	6.804	11.871	22.50	0.37	3.78	17.101	69%	1.33
7.703	0.887	0.617	6.933	12.115	22.50	0.37	3.78	16.133	75%	1.33
1.289	0.132	0.092	1.160	2.003	22.50	0.37	4.26	6.467	31%	1.50
2.002	0.227	0.159	1.801	3.142	22.50	0.26	4.26	5.083	62%	1.50
5.502	0.642	0.449	4.952	8.666	22.50	0.26	4.26	8.803	98%	1.50
4.377	0.266	0.186	3.940	6.527	22.50	0.26	2.37	10.149	64%	0.83
7.109	0.732	0.513	6.398	11.051	22.50	0.26	5.68	11.508	96%	2.00
8.161	0.746	0.522	7.345	12.545	22.50	0.26	5.20	14.119	89%	1.83
4.779	0.293	0.205	4.301	7.130	22.50	0.26	2.36	10.005	71%	0.83
7.563	0.864	0.603	6.807	11.883	22.50	0.37	3.78	15.972	74%	1.33

Tabla 42 (cont.). - Análisis estructural de cargas en muros.

6.849	0.946	0.662	6.164	11.008	19.29	0.60	4.26	19.520	56%	1.50
5.045	0.709	0.496	4.541	8.127	19.29	0.60	4.26	15.135	54%	1.50
1.864	0.193	0.135	1.678	2.900	22.50	0.26	3.78	4.744	61%	1.33
1.060	0.016	0.011	0.954	1.508	22.50	0.58	3.78	11.789	13%	1.33
2.286	0.187	0.131	2.057	3.481	22.50	0.26	4.26	6.378	55%	1.50
1.586	0.053	0.037	1.428	2.300	22.50	0.26	2.84	5.203	44%	1.00
1.362	0.012	0.008	1.226	1.925	22.50	0.26	2.84	5.473	35%	1.00
7.937	0.508	0.356	7.144	11.874	22.50	0.26	5.20	17.239	69%	1.83
5.660	0.132	0.092	5.094	8.121	22.50	0.26	2.36	10.005	81%	0.83
8.446	0.000	0.000	7.602	11.825	21.67	0.28	8.52	33.056	36%	3.00
8.891	1.638	0.962	8.002	14.904	18.57	0.60	5.68	16.829	89%	2.00
10.996	2.255	1.296	9.897	18.777	18.57	0.60	8.52	22.635	83%	3.00
12.173	1.556	0.949	10.956	19.377	18.57	0.70	3.78	25.776	75%	1.33
2.076	0.984	0.539	1.869	4.383	21.67	0.39	3.78	5.881	75%	1.33
3.814	0.864	0.543	3.432	6.635	21.67	0.28	2.36	7.625	87%	0.83
1.524	0.176	0.162	1.372	2.397	21.67	0.28	2.36	5.124	47%	0.83
7.055	1.013	0.721	6.350	11.397	18.57	0.60	4.26	21.410	53%	1.50
8.383	1.446	0.819	7.545	13.905	18.57	0.60	3.78	26.898	52%	1.33
5.704	0.506	0.356	5.134	8.746	18.57	0.60	2.36	18.533	47%	0.83
2.949	0.196	0.148	2.654	4.422	21.67	0.28	2.84	5.463	81%	1.00
2.833	0.427	0.226	2.550	4.606	21.67	0.28	3.78	8.066	57%	1.33
11.307	1.877	1.120	10.177	18.645	18.57	0.60	2.36	25.110	74%	0.83
15.326	2.388	1.413	13.794	25.039	18.57	0.60	2.84	33.854	74%	1.00
11.591	1.273	0.757	10.432	18.138	18.57	0.60	2.84	27.541	66%	1.00
4.677	0.240	0.140	4.210	6.908	21.67	0.28	2.36	12.432	56%	0.83
11.096	2.028	1.252	9.986	18.576	18.57	0.70	3.78	23.641	79%	1.33
1.993	0.339	0.187	1.794	3.298	21.67	0.39	4.26	7.479	44%	1.50
3.738	0.492	0.302	3.364	5.971	18.57	0.60	2.36	9.310	64%	0.83
2.664	0.192	0.108	2.398	4.018	21.67	0.28	4.26	6.115	66%	1.50
4.953	0.542	0.438	4.457	7.746	18.57	0.60	4.26	16.345	47%	1.50
3.162	0.206	0.177	2.845	4.735	21.67	0.28	2.84	5.463	87%	1.00
3.886	0.064	0.068	3.498	5.536	21.67	0.28	2.36	9.072	61%	0.83
13.200	1.182	0.712	11.880	20.253	18.57	0.60	1.89	32.422	62%	0.67
9.625	0.739	0.417	8.662	14.583	18.57	0.60	1.90	17.090	85%	0.67
4.557	0.215	0.125	4.102	6.703	21.67	0.28	2.84	12.772	52%	1.00

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.

Determinación de la resistencia del suelo.

La resistencia del suelo se determinó con un ensayo de campo empleando el “método de la barra”, el cual consiste en clavar una barra de metal en el suelo, dejándola caer desde una altura determinada (30 cm), para luego medir la distancia de penetración de la barra en el suelo, con los datos obtenidos se obtiene la resistencia empleando la fórmula (E-057).

$$\sigma_{ADM} = \frac{4}{25} * \frac{W * H}{\pi * h * D^2} \text{-----} (E - 057)$$

donde:

W = peso de la barra (kg)

H = altura desde el suelo hasta la punta de la barra (cm) (kg)

h = profundidad de la perforación en el suelo (cm)

D = diámetro de la barra (cm).

Realizando el procedimiento en campo se obtuvieron los datos siguientes:

$W = 8.7$ kg

$H = 30$ cm

$h = 1.1$ cm; para poder elegir este valor se hicieron 6 ensayos, localizados en distintos puntos del terreno.

$D = 2.61$ cm.

Aplicando la fórmula (E-057) se obtiene:

$$\sigma_{ADM} = \frac{4}{25} * \frac{8.7kg * 30cm}{\pi * 1.1cm * 2.61^2cm} = \frac{1044kgcm^2}{588.52 cm^3} = 1.774 kg/cm^2 = 17.74 t/m^2$$

Por lo tanto, la resistencia admisible del suelo (σ_{ADM}) se asume igual a $17.74 t/m^2$.

Pesos volumétricos (γ) a considerar en el diseño estructural de las zapatas:

- Relleno $\gamma_s = 1.60 t/m^3$
- Concreto reforzado $\gamma_{c.ref.} = 2.40 t/m^3$
- Muro de enrase $\gamma_{muro.} = 1.55 t/m^3$.

Coefficientes:

- q_r = resistencia del suelo
- D_f = profundidad de desplante
- C = ancho del muro de enrase o ancho del dado de concreto en zapatas aisladas
- $rec\ libre = 5\ cm$ (sección 4.9.3 NTC-2017-CDMX)
- L = longitud de la zapata corrida
- $f'_c = 240\ kg/cm^2$
- $f''_c = 0.85 * f'_c = 0.85 * 250 = 212.5\ kg/cm^2$
- $f_y = 4200\ kg/cm^2$
- W_T = descarga de los niveles de la estructura.
- d = peralte efectivo.
- b = ancho unitario ($1m = 100cm$).

Dimensionamiento.

Para realizar los cálculos para el dimensionamiento, debemos de conocer, como requisito indispensable, la carga distribuida uniformemente en toda la longitud de la zapata corrida, esto se estima con la fórmula (E-058).

$$P_{cim} = \frac{W_T}{L} \text{ ----- (E - 058)}$$

P_{cim} = carga distribuida uniformemente en la longitud de la zapata corrida.

Ancho de la zapata “B” (E-059).

$$B = \frac{P_{cim}}{q_r} \text{ ----- (E - 059)}$$

La altura de la zapata “H”, se propondrá de un valor igual o mayor al establecido en la sección 7.9.3.1 (NTC-2017-CDMX), valor mínimo = 15cm.

La carga total de diseño (P_T) estará definida por la suma de todas las cargas actuantes en la zapata.

Cálculo de la presión de contacto (E-060).

$$q_{cont.} = P_{cont.} = \frac{P_T}{B} \text{ ----- (E - 060)}$$

En ningún caso la presión de contacto sobrepasará a la resistencia permisible del suelo: $P_{cont} < q_r$.

Estimación de la distribución de esfuerzos en toda el área de la zapata con la fórmula de la escuadría (E-061).

$$\sigma_x = \frac{P}{A} - \frac{M_x y}{I_x} + \frac{M_y x}{I_y} \text{ ----- (E - 061)}$$

donde:

M_x y " y " M_y , x = Momentos últimos.

I_x " y " I_y = Inercias de secciones rectangulares.

En las Figuras 53 a 55 se muestran los elementos que conforman a una zapata aislada, corrida de lindero y/o corrida central:

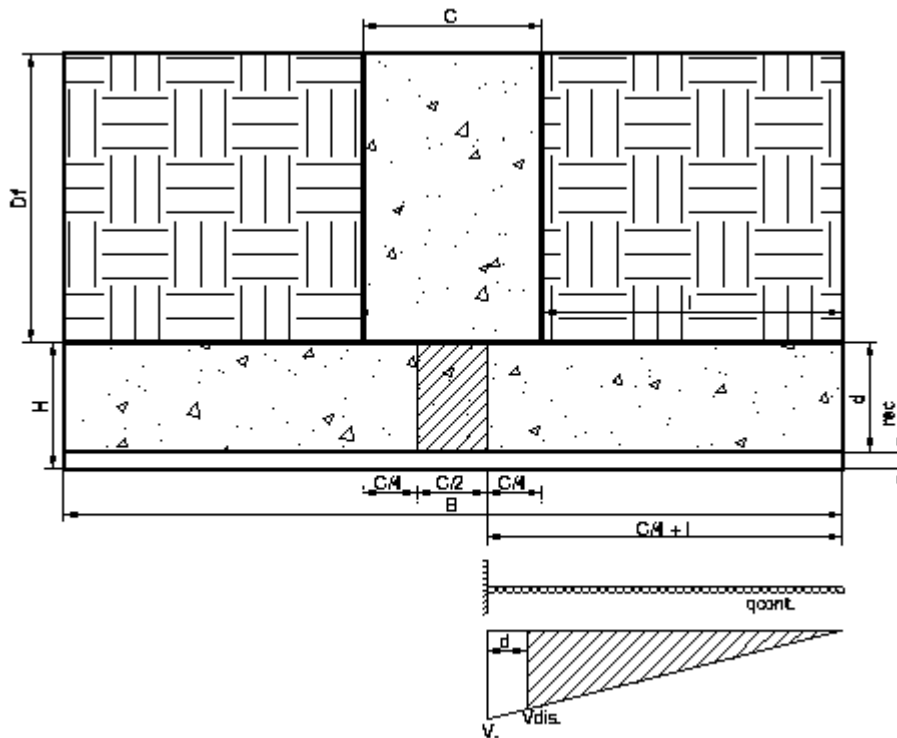


Figura 53.- Elementos del diseño estructural de una zapata aislada central.

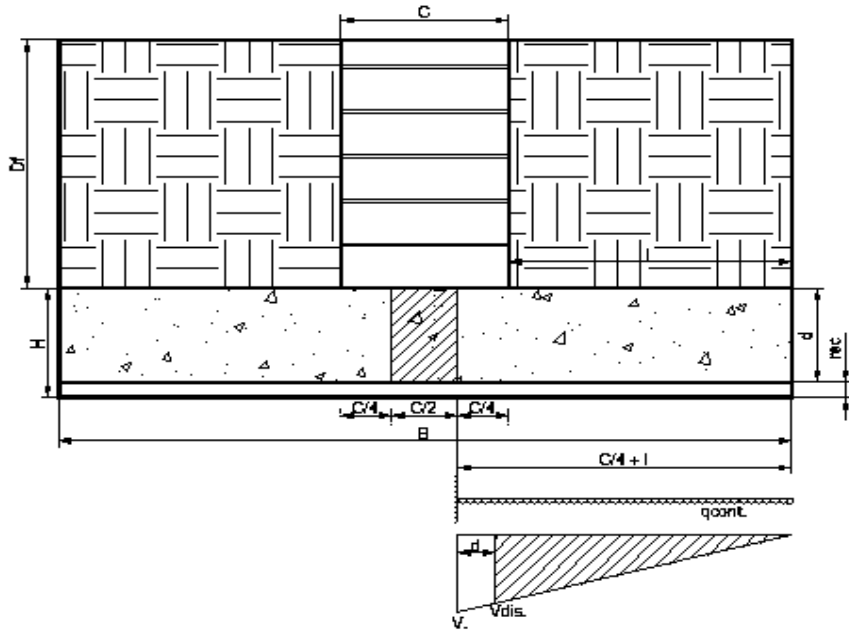


Figura 54.- croquis para el diseño estructural de una zapata corrida central.

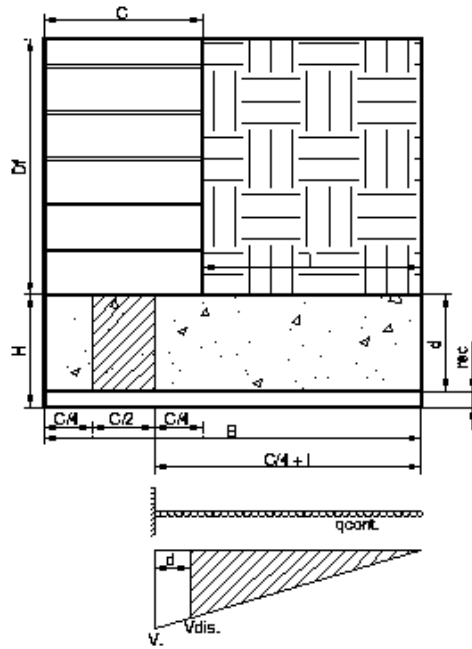


Figura 55.- Croquis para el diseño estructural de una zapata de lindero.

Diseño por flexión.

Para el diseño por flexión usaremos las fórmulas (E-062 a E-068):

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \text{ ----- (E - 062)}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ ----- (E - 063)}$$

$$M_u = \frac{q_{cont} \left(l + \frac{C}{4}\right)^2}{2} \text{ ----- (E - 064)}$$

$$I = l = \frac{B - C}{2} \text{ ----- (E - 065)}$$

$$A_{ST} = \frac{660 XI}{f_y(100 + xXI)} \text{ ----- (E - 066)}$$

$$A_{S\max} = 0.75 \left[\frac{f'_c 6000 \beta_1}{f_y(f_y + 6000)} b \cdot d \right] \text{ ----- (E - 067)}$$

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} \text{ ----- (E - 068)}$$

Diseño por cortante, Figura 56.

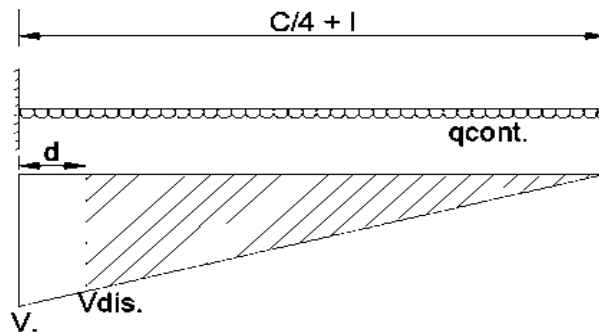


Figura 56.- Diagrama de cortante para diseño.

La determinación de la resistencia a cortante en el proceso de diseño se realizó de acuerdo con la sección 5.3.6.5 (NTC-2017, Concreto), empleando la fórmula (E-069):

$$VcR = 0.4F_R bd\sqrt{f'c} \text{ ----- (E - 069)}$$

De la Figura 55 obtenemos la siguiente expresión (E-070) para el cálculo del cortante último:

$$Vu = Vdis. = q_{cont}(l - d) \text{ ----- (E - 070)}$$

En ningún caso se permitirá que $VcR < Vu$.

Revisión del cortante por penetración en zapatas aisladas:

$$d_p = \frac{-C + \sqrt{C^2 + \frac{Vu}{f'c}}}{2} \text{ ----- (E - 071)}$$

La Tabla 43 resume las cargas correspondientes a cada muro de la estructura en cuestión, así como también su tipo:

Tabla 44.- Muros de planta baja de acuerdo a su tipo (lindero o central).

Muro PB	Wu	Tipo	Muro PB	Wu	Tipo
M-100	1.317	Lindero	M-122	6.404	Lindero
M-103	13.673	Central	M-123	5.899	Lindero
M-104	14.555	Central	M-124	1.932	Lindero
M-105	8.942	Central	M-126	9.650	Central
M-106	8.429	Central	M-127	4.185	Central
M-107	3.351	Central	M-128	7.856	Central
M-108	2.085	Central	M-129	3.882	Central
M-109	5.756	Central	M-130	5.913	Central
M-110	4.962	Central	M-131	4.118	Lindero
M-111	4.417	Central	M-132	2.251	Lindero
M-112	3.846	Central	M-133	5.180	Lindero
M-120	2.566	Lindero	M-134	7.757	Lindero
M-121	6.542	Lindero	M-136	1.875	Lindero

El diseño estructural de las zapatas se desarrolló a partir de hojas de cálculo, en las cuales se programaron las ecuaciones previamente definidas en la descripción del diseño. En las Tablas 44 y 45 se presentan las hojas de cálculo correspondientes a zapatas corridas bajo muros.

Tabla 45.- Hoja de cálculo para zapatas corridas de lindero.

DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS BAJO MURO					
<u>Zapata de lindero</u>					
Datos					
Análisis zapata No	ZL-01	Muros	M-134		
$q_r =$	17.74 Ton/m ²	$W_T =$	7.757 Ton	$\gamma_c =$	1.600 Ton/m ³
$D_f =$	0.80 m			$\gamma_{c.ref} =$	2.400 Ton/m ³
$L =$	1.00 m	$FC =$	1.00	$\gamma_{muro} =$	1.550 Ton/m ³
$C =$	0.19 m	$F'_c =$	250 kg/cm ²		
$rec =$	5.5 cm	$F_y =$	4200 kg/cm ²	$f'_c =$	212.5 kg/cm ²
Dimensionamiento					
$P =$	7.757 Ton/m	$P_T =$	8.747 Ton/m		
$B =$	0.437 m	$=$	0.60 M	$q_{contact} =$	14.578 Ton/m ² < q_r OK
		$H =$	0.20 M		
Diseño por Flexión					
$M_u =$	1.526 Ton-m	$F_R =$	0.90	$A_{s,temp} =$	4.350 cm ² /m
$A_{s,cal} =$	2.838 cm ² /m	$d =$	14.50 Cm		
		$l =$	0.410 M		
				$A_{s,nec} =$	4.350 cm ² /m
Proponemos varillas del No	3	$a_o =$	0.713 cm ²	$S =$	16.38 cm = 22.0 cm
Proponemos varillas del No	3	$a_o =$	0.713 cm ²	$S_{temp} =$	16.38 cm = 22.0 cm
Diseño por Cortante					
$F_R =$	0.75				
$V_{CR} =$	6878.0 kg	$>$	$V_u =$	3863.0 kg	OK

Tabla 46.- Hoja de cálculo para zapatas corridas centrales.

DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS BAJO MURO					
<u>Zapata central</u>					
Datos					
Análisis zapata No		Zc-01	Muros		M-104
$q_r =$	17.74	Ton/m ²	$W_T =$	14.555	Ton
$D_f =$	0.80	m			
$L =$	1.00	m	$FC =$	1.00	
$C =$	0.190	m	$F'_c =$	250	kg/cm ²
$rec =$	5.5	cm	$F_y =$	4200	kg/cm ²
					$\gamma_s =$ 1.600 Ton/m ³
					$\gamma_{c.ref} =$ 2.400 Ton/m ³
					$\gamma_{muro} =$ 1.550 Ton/m ³
					$f''_c =$ 212.5 kg/cm ²
Dimensionamiento					
$P =$	14.555	Ton/m	$P_T =$	16.249	Ton/m
$B =$	0.820	m =	$q_{contact} =$	16.249	Ton/m ²
		1.00			< q_r OK
		0.20			
		0.20			
Diseño por Flexión					
$M_u =$	1.663	Ton-m	$F_R =$	0.90	
$A_{s,cal} =$	3.101	cm ² /m	$d =$	14.50	cm
			$l =$	0.405	m
					$A_{s,temp} =$ 4.350 cm ² /m
					$A_{s,nec} =$ 4.350 cm ² /m
Proponemos varillas del No 3					
	$a_o =$	0.713	cm ²	$S =$	16.38 cm = 16.0 cm
Proponemos varillas del No 3					
	$a_o =$	0.713	cm ²	$S_{temp} =$	16.38 cm = 16.0 cm
Diseño por Cortante					
	$V_{CR} =$	6878.0	kg	>	$V_u =$ 4224.6 kg OK
					$F_R =$ 0.75

En el análisis y diseño estructural de zapatas aisladas, el peso del muro de enrase se cambia por el peso del dado de concreto y sus dimensiones se definen en función de la columna a soportar, aumentando 2 cm por cada lado.

Los cálculos correspondientes al diseño estructural se obtienen a partir de la hoja de cálculo mostrada en la Tabla 46.

Tabla 47.- Hoja de cálculo para zapatas aisladas.

DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS BAJO COLUMNA											
Zapata aislada											
Datos											
Análisis zapata No	Za-01	Columna	C-02	$\gamma_s =$	1.600	Ton/m ³					
				$\gamma_{c.ref} =$	2.400	Ton/m ³					
$q_r =$	17.74	Ton/m ²	$P =$	21.848	Ton						
$D_f =$	0.60	m	Dimensiones de la columna								
$rec =$	5.5	cm	b(cm)	h(cm)	Dado		$C =$	0.270	m		
$FC =$	1.00		30	25	b'(cm)	h'(cm)	$F'_c =$	250	kg/cm ²		
$M_{zy} =$	0.22				32	27	$f''_c =$	212.5	kg/cm ²		
$M_{yz} =$	0.321						$F_y =$	4200	kg/cm ²		
Dimensionamiento											
$P_u =$	21.848	Ton/m	$P_{uT} =$	24.75	Ton/m	*Incluye el peso del dado de concreto, Relleno y Losa concreto					
$B =$	1.395	m	$=$	1.40	M	$q_{contact} =$	17.680	Ton/m ²	$<$	q_r	OK
$H =$	0.25	m									

Tabla 46 (cont.). - Hoja de cálculo para zapatas aisladas.

Diseño por Flexión			
$M_u = 3.536$ Ton-m	$F_R = 0.90$	$A_{s,temp} = 5.850$ cm ² /m	
$A_{s,cal} = 4.920$ cm ² /m	$d = 19.50$ cm		
	$l = 0.565$ m		
		$A_{s,nec} = 5.850$ cm ² /m	
Proponemos varillas del No 3	$a_o = 0.713$ cm ²	$S = 12.18$ cm	$= 22.0$ cm
Proponemos varillas del No 3	$a_o = 0.713$ cm ²	$S_{temp} = 12.18$ cm	$= 22.0$ cm
Diseño por Cortante			
$V_{CR} = 9249.7$ kg	$>$	$V_u = 6541.5$ kg	OK $F_R = 0.75$
Revisión de la distribución de esfuerzos en el área de la zapata			
$P = 21.848$ Ton			
$A = 1.96$ m ²			
$I_z = 1.28053$ m ⁴			
$I_y = 1.28053$ m ⁴	$\sigma_x = 11.2258$	$<$	qr SE ACEPTA
$M_{zy} = 0.22$ t-m			
$M_{yz} = 0.321$ t-m			
Diseño por penetración			
$C = 27$ cm			
$d_p = 0.3$ cm	$<$	$d = 19.50$ cm	SE ACEPTA

Haciendo uso de las hojas de cálculo correspondientes al diseño de zapatas se obtiene el resumen de la Tabla 47, donde se presentan las dimensiones y armado necesario en cada zapata a construir en el proyecto de la casa habitación que se trata en este trabajo. El uso de la herramienta de cálculo se describe en el apéndice C.

Tabla 48.- Resumen de armado final en zapatas corridas y aisladas.

Muro PB	Zapata	Tipo	Armado de zapatas centrales y de lindero				
			B (m)	H (m)	C (cm)	Var. #	Sep. En X y Y @ (cm)
M-100	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	22
M-103	Central	ZC-02	0.9	0.15	0.19	3	18
M-104	Central	ZC-02	1.0	0.2	0.19	3	16
M-105	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-106	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-107	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-108	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-109	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-110	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-111	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-112	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-120	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	22
M-121	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	18
M-122	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	18
M-123	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	20
M-124	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	22
M-126	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-127	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-128	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-129	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-130	Central	ZC-01	0.8	0.15	0.19	3	22
M-131	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	22
M-132	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	22
M-133	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	22
M-134	Lindero	ZL-02	0.7	0.20	0.19	3	16
M-136	Lindero	ZL-01	0.6	0.15	0.19	3	22
Col-01	central	Za-01	1.4	0.25	-	3	12
Col-02	central	Za-02	0.6	0.15	-	3	22

El detallado del arreglo del refuerzo estructural de zapatas se presenta en el apartado de “planos estructurales”.

Diseño estructural de trabes de liga.

El diseño de trabes de liga se abordó como se indica en la sección 7.9.4 NTC-2017-CDMX, Concreto.

Donde se especifica que:

- La base (b) debe estar entre los límites siguientes: $b \geq \frac{g}{20}; \leq 45 \text{ cm}$, donde g = distancia entre columnas.
- La separación de estribos está controlada por los límites siguientes: $S_{est} \leq \frac{b}{2}; \leq 30 \text{ cm}$.
- La norma nos limita a suministrar barras de acero corrugado con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, por lo que nos vemos obligados a utilizar varillas del #3 o superiores para el refuerzo longitudinal y transversal.

Apoyándonos en el plano de estructuración obtenemos $g = 4.417 \text{ m}$.

Realizando el cálculo de la base “b” obtenemos lo siguiente:

$$b = \frac{4.417 \text{ m}}{20} = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm. por lo tanto se propone } b = 25 \text{ cm}; 45 \text{ cm, entonces cumple.}$$

La separación de estribos se calcula a continuación:

$$S_{est} \leq \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm; por lo que se propone } 12 \text{ cm}; \leq 30 \text{ cm, entonces cumple.}$$

Con base a estos resultados, se propone una sección transversal de 25cm x 25cm, armada con varillas corrugadas longitudinales del #3, estribos #3 @ 12 cm y acero de refuerzo con $f_y = 4200$ kg/cm².

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESCALERA.

Datos:

- huella: 25 cm
- contrahuella: 16 cm
- ancho: 1 m
- espesor de losa propuesto. 8 cm
- longitud: tramo 1 = 2.29 m; tramo 2 = 2.42m
- se propone usar varillas del #3 con un recubrimiento libre de 2 cm.

Obtención de los elementos mecánicos:

Para la obtención de los elementos mecánicos se tomaron en cuenta las cargas calculadas en el apartado “ANÁLISIS DE CARGAS” correspondientes al análisis de escalera, se utilizó como herramienta de cálculo el software SAP200, en donde se obtuvieron los siguientes resultados con la combinación de carga (1.4CM+1.5CV):

momentos últimos, cortantes últimos y deflexiones máximas; respectivamente:

- tramo 1 = 0.258 t-m; 0.77 t; 0.0061 cm
- tramo 2 = 0.41 t-m; 0.76 t; 0.0122 cm.

Diseño por flexión, revisión del cortante y revisiones de la deflexión permisible.

El diseño por flexión se realizó con una hoja de cálculo programada en Excel (Tabla 49), al igual que las respectivas revisiones en base a las NTC-2017-CDMX – Concreto.

Tabla 49.- Análisis y diseño estructural de escalera.

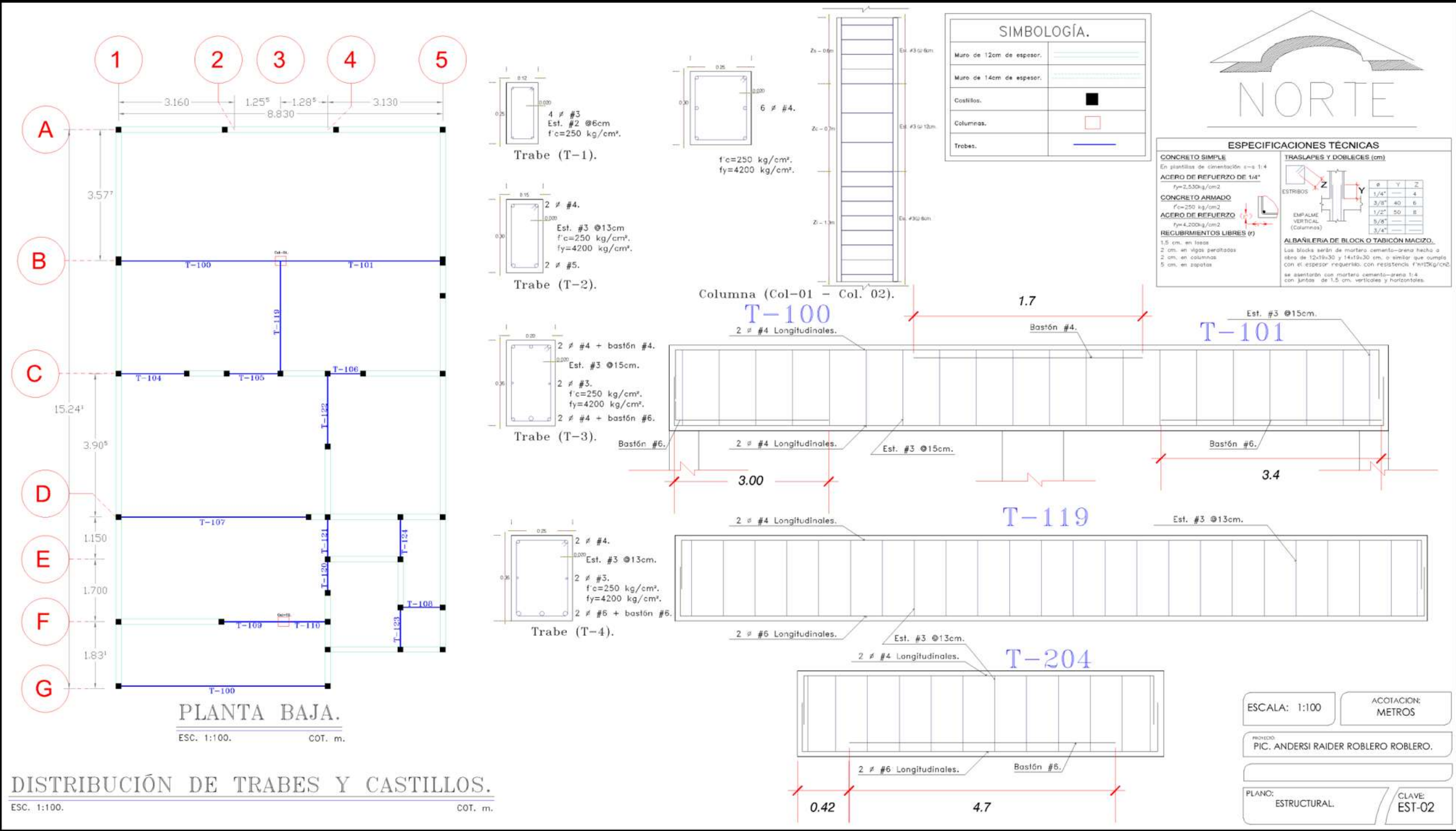
Análisis y diseño estructural de escalera.						
Datos:			constantes:			
Huella:	25	cm	h (cm) =	8		
Contra huella:	16	cm	rec libre (cm) =	2		
Ancho:	100	cm	a ₀ =	0.713		
Longitud (m):	Tramo 1:	2.29	d (cm) =	5.524		
	Tramo 2:	2.42	FR (flexión) =	0.9		
f'c =	250	kg/cm ²	FR (cortante) =	0.7		
fy =	4200	kg/cm ³	f"c (kg/cm ²) =	212.5		
# varilla =	3	-				
Momentos últimos "+" (t-m):	Tramo 1:	0.258				
	Tramo 2:	0.41				
Momentos últimos "-" (t-m):	Tramo 1:	0.244				
	Tramo 2:	0				
Cortante máx. (t):	0.77	-				
Deflexiones máx. (cm):	Tramo 1:	0.0061				
	Tramo 2:	0.0082				
Diseño por flexión:						
NTC-2017-CDMX- Concretos (sección 5, Estados límite de falla).						
-	As	As mín.	As temp.	Sep. Long. (cm)	Sep. Máx. (cm)	
2E-06	1.26	1.342030022	1.164021164	53	28	
3E-05	2.04			35	28	
2E-06	1.19			53	28	
0	0.00			53	28	
				Sep. Transv. (cm) =	61	28

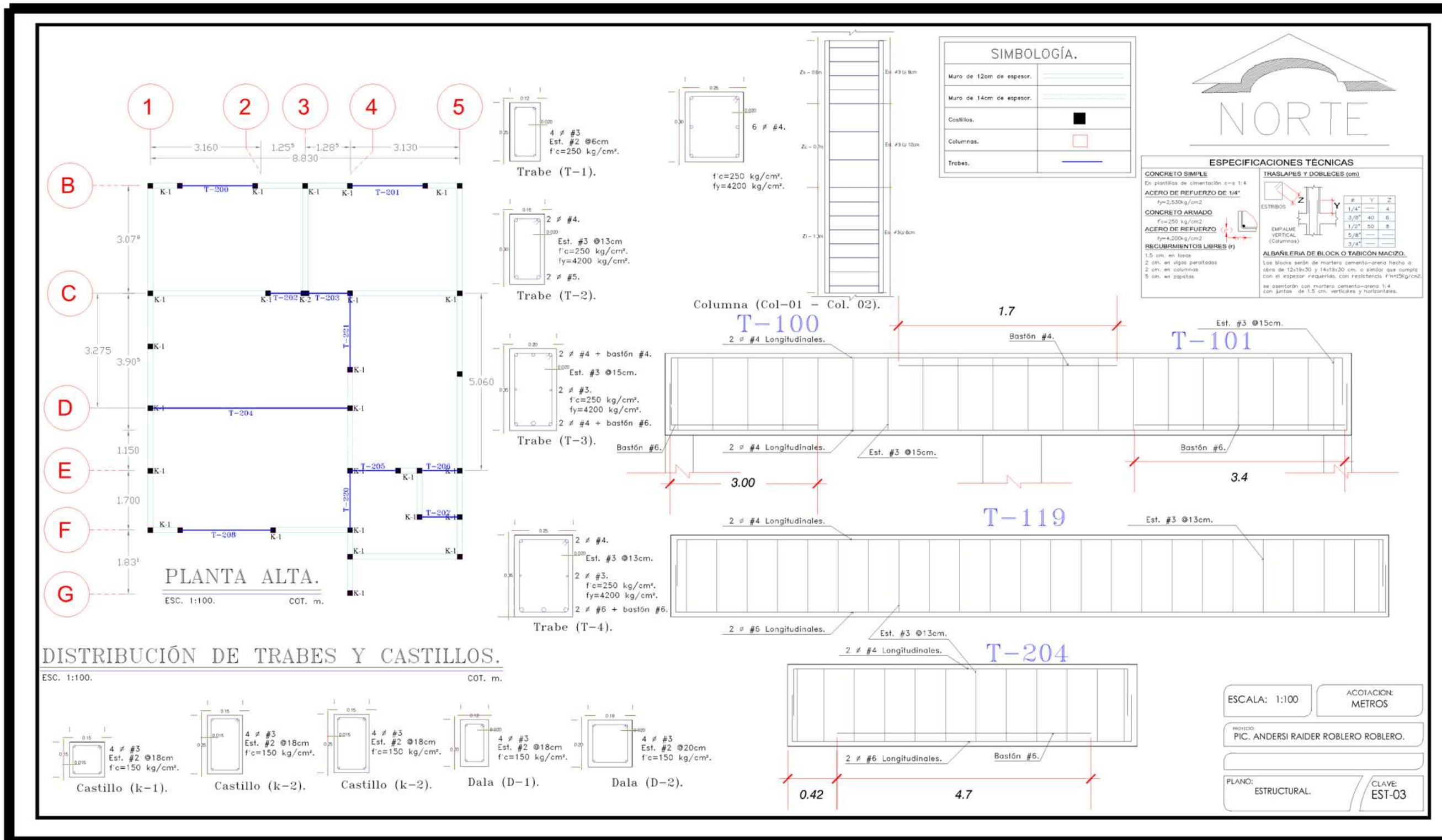
Tabla 49 (cont.). - Análisis y diseño estructural de escalera.

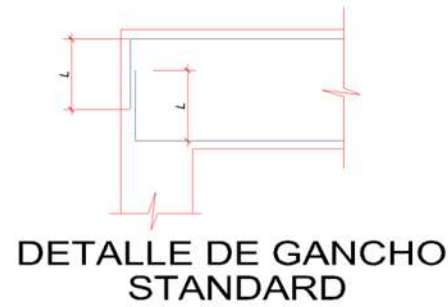
Revisión por cortante:				
NTC-2017-CDMX- Concretos (5.3.3.1b Elementos anchos).				
$V_{CR}(t) =$	3.057	>		CUMPLE H
		$b > 4d$		CUMPLE
		$h < 60\text{cm}$		CUMPLE
		$M_u/V_u * d < 2$		CUMPLE
Revisión de deflexiones permisibles:				
NTC-2017-CDMX - Acciones en las estructuras (4.1 Desplazamientos).				
	δ máx. (cm).		δ máx. en viga (cm).	
Tramo 1 =	0.00916	>	0.0061	CUMPLE
Tramo 2 =	0.00968	>	0.0082	CUMPLE

En base a los resultados obtenidos en la hoja de cálculo proponemos una separación de 25 cm distanciadas de centro a centro en sentido longitudinal y transversal. Los detalles constructivos se plasmarán en la sección de “planos estructurales” y el uso de la herramienta de cálculo se explica en el Apéndice A.

PLANOS ESTRUCTURALES.

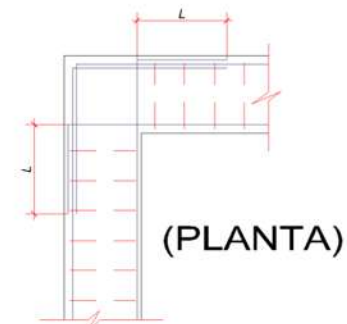






DETALLE DE GANCHO STANDARD

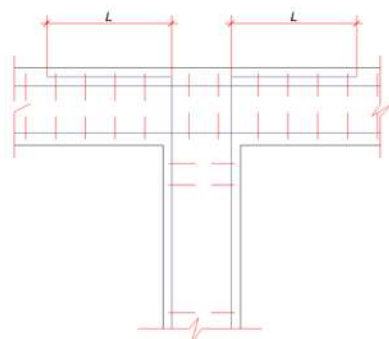
ESC. S/E.



(PLANTA)

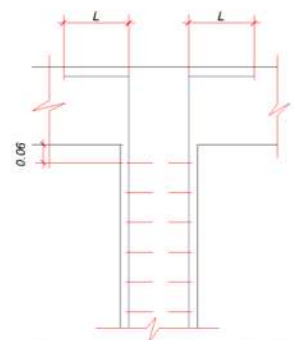
ENTREGA DE VIGA EN ESQUINA

ESC. S/E.



ENTREGA DE VIGA EN VIGA

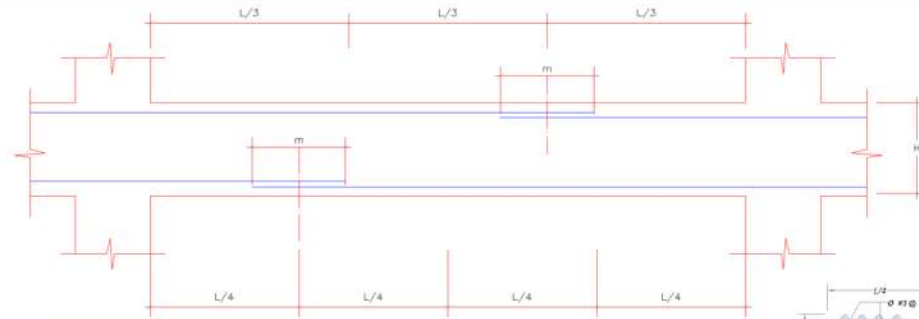
ESC. S/E.



ENTREGA DE COLUMNA EN CENTRO

ESC. S/E.

ϕ	L(m)
3/8"	.16
1/2"	.20
5/8"	.25
3/4"	.30

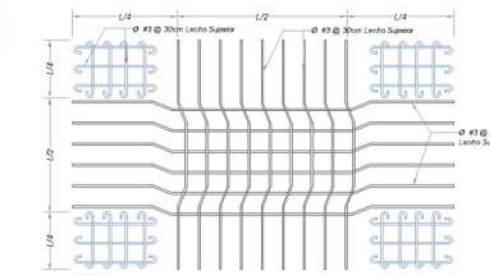


VALORES DE m	
REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
h CUALQUIERA	h MENOR DE 0.30
3/8"	0.40
1/2"	0.40
5/8"	0.50
3/4"	0.50

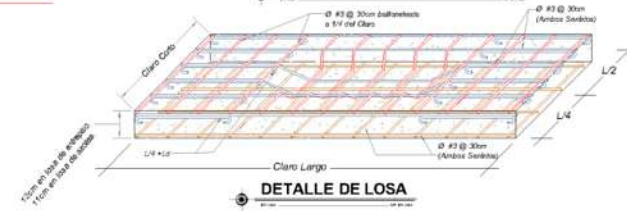
NOTA:
 A- NO TRASLAPAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
 B- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

EMPALMES PARA TRABES.

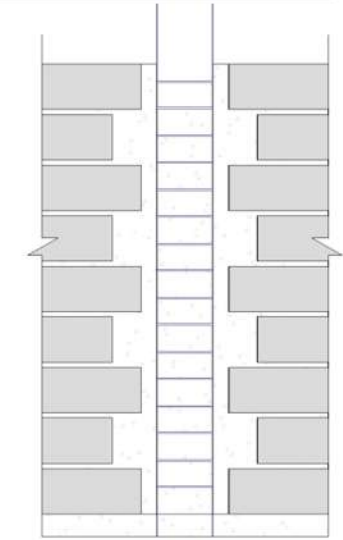
ESC. S/E.



DETALLE DE LOSA EN PLANTA



DETALLE DE LOSA



DENTADO DE MUROS EN CASTILLOS.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO SIMPLE

En plantillas de cimentación c-a 1:4

ACERO DE REFUERZO DE 1/4"

$f_y=2,530\text{kg/cm}^2$

CONCRETO ARMADO

$f'_c=250\text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

$f_y=4,200\text{kg/cm}^2$

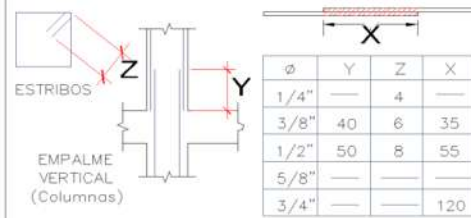
RECUBRIMIENTOS LIBRES (r)

- 1.5 cm. en losas
- 2 cm. en vigas peraltadas
- 2 cm. en columnas
- 5 cm. en zapatas

DALA (D-1).

Colocar solo en cerramientos (losa-muro).

TRASLAPES Y DOBLECES (cm)



ϕ	Y	Z	X
1/4"	—	4	—
3/8"	40	6	35
1/2"	50	8	55
5/8"	—	—	—
3/4"	—	—	120

ALBAÑILERÍA DE BLOCK O TABICÓN MACIZO.

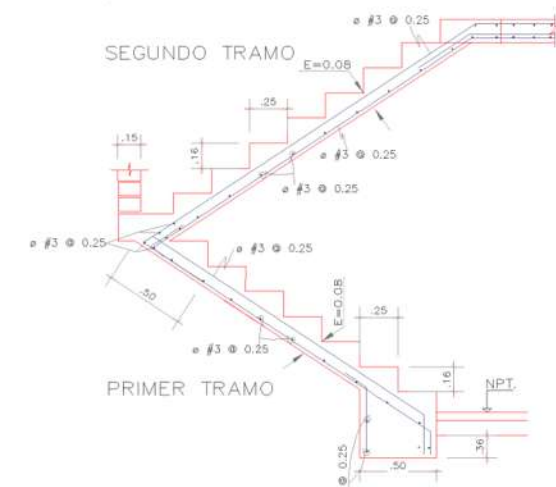
Los blocks serán de mortero cemento-arena hecho a obra de $12 \times 19 \times 30$ y $14 \times 19 \times 30$ cm. o similar que cumpla con el espesor requerido, con resistencia $f'_m=15\text{Kg/cm}^2$. se asentarán con mortero cemento-arena 1:4 con juntas de 1.5 cm. verticales y horizontales.

DETALLES CONSTRUCTIVOS.

ESC. S/E.

DETALLE DE ESCALERA

ESC. S/E.



ESCALA: S/E

ACOTACIÓN: -

PROYECTO: PIC. ANDERSI RAIDER ROBLERO ROBLERO.

PLANO: ESTRUCTURAL.

CLAVE: EST-04

CONCLUSIONES.

En la vida cotidiana, es común para casi la mayoría de la sociedad, el no contratar los servicios de un ingeniero civil o técnico en construcción que cuente con los conocimientos adecuados para la elaboración de un diseño estructural de las casas habitación que se construyen con mayor frecuencia en las ciudades y poblaciones, argumentando que son muy pequeñas y no vale la pena invertir una parte del presupuesto para este fin, esto se ocasiona principalmente por dos razones: la primera por quererse ahorrar el presupuesto y la segunda porque se apegan a lo tradicional, usos y costumbres de construcción, dejando la responsabilidad de la estructuración al criterio de los albañiles, ya que en la mayoría de los proyectos, las casas resultan estructuralmente sobre reforzadas, por lo tanto se genera una mayor inversión, por otro lado, al no tener el cálculo estructural se corre el riesgo de que el albañil no tenga un buen criterio y en consecuencia construya una estructura muy débil, insegura, es en estos casos donde la edificación puede llegar al colapso y poner en riesgo a las vidas humanas que alberga.

La importancia que tiene el elaborar un análisis y diseño estructural de una casa habitación, por más sencilla que sea, es proveer una mayor seguridad mediante un dimensionamiento apropiado y requerido en los elementos estructurales para soportar las cargas actuantes en la estructura, de tal forma que no quede sobre reforzada ni sub reforzada, a fin de optimizar el presupuesto y generar una estructura segura.

En lo personal esta tesina es un medio para fortalecer mis conocimientos adquiridos en la licenciatura, esto me da pauta para tener un mejor desempeño laboral a lo largo de mi vida profesional.

REFERENCIAS.

- ❖ Normas técnicas complementarias de la ciudad de México:
 - NTC-CDMX-2017, ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO.
 - NTC-CDMX-2017, ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.
- ❖ Reglamento de Construcción del Estado del Chiapas.
- ❖ Notas del curso “Proyecto Estructural de una Casa Habitación” de la Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH.

APÉNDICE A.

Implementación de la herramienta:

- ✓ llenar solamente los espacios en color amarillo.
- ✓ Proponer geometría de la sección.
- ✓ Proponer armado de la sección (# varillas longitudinales y transversales).
- ✓ Presionar ctrl+A para resolver la ecuación (E-015) y así obtener el área de acero requerido.

$$A_s = \frac{a_0 b}{s}$$

- ✓ Verificar las letras en color rojo, si cumple la propuesta de acero, la geometría y los límites permisibles, aparecerá la leyenda “OK”, de lo contrario la hoja les indicará que cambios hay que realizarles a las propuestas.
- ✓ Repetimos el proceso para cada trabe con sus respectivas cargas de diseño.

APÉNDICE B.

Los pasos a implementar para utilizar la hoja de cálculo son:

- ✓ Rellenar solo los espacios en color amarillo.
- ✓ Verificar las leyendas en color rojo, si cumple con los límites permisibles, aparecerá la leyenda “OK”, de lo contrario habrá que modificar lo requerido.

APÉNDICE C.

Implementación de la herramienta:

- ✓ llenar solamente los espacios en color amarillo.

- ✓ Proponer # de varillas a flexión y temperatura.
- ✓ Verificar las letras en color rojo, la geometría y los límites permisibles, aparecerá la leyenda “OK”, de lo contrario hay que realizar los respectivos cambios en todo lo propuesto.
- ✓ Repetimos el proceso para cada zapata a diseñar con sus respectivas cargas de diseño.
Este procedimiento aplica para zapatas asiladas, corridas de lindero y/o central.

APÉNDICE D.

Implementación de la herramienta:

- ✓ llenar solamente los espacios en color amarillo.
- ✓ Proponer espesor de losa H.
- ✓ Proponer armado de la sección (# varillas longitudinales y transversales).
- ✓ Presionar ctrl+r para resolver la ecuación (E-015) y así obtener el área de acero requerido.
- ✓ Verificar las letras en color rojo, si cumple la propuesta de acero, la geometría y los límites permisibles, aparecerá la leyenda “CUMPLE”, de lo contrario la hoja les pedirá que cambios hay que realizarles a las propuestas.

Se anexa un CD-ROM, el cual contiene las hojas de cálculo referidos en los Apéndices.